

# Projecto de Estabilidade de um Edifício de Habitação Multifamiliar

---

Mestrado em Tecnologia e Gestão das  
Construções

02/11/2011

Fábio Nuno Magalhães Filipe



## Agradecimentos

Ao engenheiro José Fernando Moreira de Carvalho, pelo apoio prestado na orientação deste trabalho, pelo estímulo e pela amizade.

A disponibilidade demonstrada, bem como os conhecimentos que me transmitiu, foi de extrema importância para a realização deste trabalho.

Ao engenheiro Nuno Nogueira, pelos vários esclarecimentos prestados e pelo tempo dispensado.

À minha família mais próxima pelo imenso apoio prestado na elaboração deste trabalho o qual vem findar o percurso da minha vida académica.

A todos os amigos e colegas de curso que me prestaram ajuda, dispensando algum do seu tempo e conhecimentos.

À menina Ana Lopes um obrigado especial por todo o apoio e ajuda prestadas.





## Resumo

O presente trabalho integra-se no âmbito dos requisitos definidos na unidade curricular DIPRE que faz parte do 2º ano do Curso de Mestrado em Tecnologia e Gestão das Construções do Instituto Superior de Engenharia do Porto do Politécnico do Porto.

Este trabalho consistiu na elaboração do projecto de estabilidade de um edifício de habitação multifamiliar, tendo-se também realizado uma análise comparativa de dois programas de cálculo estrutural.

O trabalho foi subdividido em parte escrita e parte desenhada. Sendo a primeira constituída pelos seguintes capítulos:

- 1 – Memória descritiva e justificativa de cálculo
- 2 – Mapa de quantidades de trabalho e de materiais
- 3 – Estimativa orçamental
- 4 – Condições técnicas do projecto de fundações e estruturas

A parte desenhada inclui 16 desenhos, representativos dos esquemas estruturais adoptados e dos pormenores construtivos dos elementos estruturais



## Abstract

The present work was accomplished within the curricular unit “DIPRE” that is part of the second year of a degree called “Mestrado em Tecnologia e Gestão das Construções” of the “Instituto Superior de Engenharia do Politécnico do Porto”

This project aimed the structural design of a multifamily residential building, and also to make a comparative analysis of two structural design programs.

The work was subdivided in written part and drawn part. The first comprises the following chapters:

- 1 - Description and justification for the calculation
- 2 – Map of quantities of labor and materials
- 3 - Estimated budget
- 4 - Technical conditions of the design of foundations and structures

The drawn part includes 16 drawings, representative of the structural schemes adopted and construction details of the structural elements.



## Índice Geral

Agradecimentos.....	III
Resumo .....	V
Abstract.....	VII
Índice Geral .....	IX
Índice de Figuras.....	XV
Índice de Tabelas .....	XVII
<b>CAPÍTULO I.....</b>	<b>21</b>
1. Introdução .....	23
2. Descrição do edifício .....	24
3. Quantificação de Acções .....	28
3.1. Acções Permanentes .....	28
3.1.1. Pesos dos materiais .....	28
3.1.2. Revestimentos das lajes.....	29
3.1.2.1. Laje das Habitações.....	29
3.1.2.2. Laje da Cobertura .....	30
3.1.2.4. Laje de escadas.....	31
3.1.2.5. Lajes das varandas .....	31
3.1.3. Paredes divisórias em edifícios .....	32
3.1.4. Paredes exteriores .....	33
3.1.5. Retracção do betão .....	34
3.2. Acções Variáveis.....	34
3.2.1. Acção do Vento.....	34
3.2.1.1. Zonamento do território .....	34
3.2.1.2. Rugosidade aerodinâmica do solo.....	35
3.2.1.3. Quantificação da acção do vento .....	35
3.2.2. Acção da Neve .....	40
3.2.3. Acção dos Sismos.....	40
3.2.3.1. Zonamento do território .....	40

3.2.3.2.	Quantificação da acção dos sismos.....	41
3.2.3.3.	Coeficiente de comportamento.....	41
3.2.4.	Sobrecargas.....	43
3.2.4.1.	Sobrecargas em coberturas.....	43
3.2.4.2.	Sobrecargas em pavimentos.....	44
3.2.4.3.	Sobrecargas em varandas.....	44
3.2.4.4.	Sobrecargas em acessos.....	44
3.2.5.	Variações de temperatura.....	45
4.	Estado limite de deformação.....	45
5.	Combinação de Acções.....	46
5.1.	Verificação de segurança. / Combinação de acções.....	46
5.2.	Cálculo das acções.....	50
6.	Solução estrutural.....	51
7.	Pré-Dimensionamento.....	54
7.1.	Lajes.....	54
7.1.1.	Lajes Maciças.....	55
7.1.1.1.	Espessura mínima face à deformação.....	55
7.1.1.2.	Espessura mínima face aos esforços.....	56
7.1.2.	Lajes aligeiradas.....	57
7.1.2.1.	Espessura mínima face à deformação.....	58
7.1.2.2.	Espessura mínima da lajeta.....	58
7.1.3.	Escolha de lajes FAPREL.....	58
7.1.3.1.	Laje de Garagem.....	59
7.1.3.2.	Lajes Habitação.....	60
7.1.3.3.	Lajes Corredores.....	61
7.1.3.4.	Laje de Cobertura.....	62
7.2.	Vigas.....	64
7.2.1.	Altura mínima face à deformação.....	64
7.2.2.	Altura mínima face aos esforços.....	66
7.3.	Pilares.....	69
7.3.1.	Dimensões mínimas.....	69

7.3.2.2.	Encurvadura dos pilares.....	79
7.4.	Verificação do centro de massa e do centro de rigidez do edifício .....	80
8.	Modelo de cálculo 3D.....	81
8.1.	CYPECAD.....	81
8.1.1.	Sismo .....	81
8.1.2.	Definição dos dados da obra.....	82
8.1.3.	Modelação da estrutura 3D .....	83
8.2.	Autodesk ROBOT Structural Analysis.....	87
8.2.1.	Sismo .....	87
8.2.2.	Definição dos dados de obra.....	87
8.2.3.	Modelação da estrutura 3D .....	91
9.	Análise comparativa dos resultados .....	92
10.	Dimensionamento estrutural .....	107
10.1.	Dimensionamento da laje de escada.....	107
10.1.1.	Modelo de cálculo .....	107
10.1.2.	Cálculo da armadura longitudinal .....	111
10.2.	Elementos de fundação.....	114
10.2.1.	Modelo de cálculo para sapatas isoladas.....	115
10.2.2.	Modelo de cálculo para sapatas excêntricas.....	118
10.2.3.	Dimensionamento de sapatas de pilares isoladas .....	122
10.2.3.1.	Sapata dos pilares P7, P14, P20 e P26.....	122
10.2.3.2.	Sapata dos pilares P27 e P21 .....	127
10.2.3.3.	Sapata do pilar P17 .....	132
10.2.3.4.	Sapata do pilar P12 .....	137
10.2.4.	Dimensionamento de sapatas excêntricas de pilares .....	142
10.2.4.1.	Sapata do pilar P3 .....	143
10.2.5.	Sapatas isoladas sob dois pilares .....	147
10.2.6.	Sapatas contínuas sob muros .....	148
10.2.6.1.	Sapata tipo 1 .....	148
10.2.7.	Sapatas contínuas excêntrica sob muros.....	152
10.2.7.1.	Sapata tipo 2 .....	152

11.	Verificações estruturais .....	157
12.	Conclusão .....	160
13.	Bibliografia .....	163
<b>CAPÍTULO II .....</b>		<b>165</b>
1.	Mapa de quantidades.....	167
<b>CAPÍTULO III .....</b>		<b>177</b>
1.	Estimativa orçamental.....	179
<b>CAPÍTULO IV .....</b>		<b>183</b>
1.	Condições técnicas do projecto de fundações e estruturas .....	185
1.1.	Sinalização dos trabalhos.....	185
1.2.	Estaleiro e depósitos dos materiais .....	185
1.3.	Implantação das obras.....	186
1.4.	Demolições .....	187
1.5.	Escavação.....	188
1.6.	Escavação para abertura de caboucos.....	193
1.7.	Betão de ligante hidráulico .....	194
1.8.	Transporte de produtos escavados .....	195
1.9.	Furos, valas, rasgos e ranhuras.....	196
1.10.	Entivações e escoramentos.....	196
1.11.	Água .....	197
1.12.	Areia para betão e argamassa.....	198
1.13.	Brita para betão de ligante hidráulico .....	199
1.14.	Cimento .....	200
1.15.	Betões .....	200
1.16.	Preparação de betões.....	201
1.17.	Fornecimento e colocação do betão .....	202
1.18.	Armadura para betão .....	204
1.19.	Madeiras .....	205
1.20.	Moldes.....	206
1.21.	Provetes para ensaios de betão .....	206



1.22.	Betonagem .....	208
1.23.	Juntas de betonagem.....	209
1.24.	Pavimento térreo.....	210
1.25.	Lajes aligeiradas de vigotas pré-fabricadas de betão pré-esforçado.....	210
1.26.	Betão pronto .....	213
1.27.	Descobragem .....	214
1.28.	Acabamentos das superfícies à vista do betão.....	214
1.29.	Diversos .....	215
<b>ANEXOS .....</b>		<b>217</b>



## Índice de Figuras

FIGURA 1 – ALÇADO PRINCIPAL .....	24
FIGURA 2 – ALÇADO POSTERIOR.....	24
FIGURA 3 - ALÇADO LATERAL.....	25
FIGURA 4 – PLANTA DO PISO -1 .....	25
FIGURA 5 – PLANTA DO RÉS-DO-CHÃO .....	26
FIGURA 6 – PLANTA DO PISO 1 AO PISO 5 .....	26
FIGURA 7 – PLANTA DO PISO 6.....	27
FIGURA 8 – LOCAL DE IMPLANTAÇÃO DO EDIFÍCIO .....	27
FIGURA 9 – PORMENOR DE LAJE DAS HABITAÇÕES .....	29
FIGURA 10 – PORMENOR DE LAJE DAS HABITAÇÕES.....	30
FIGURA 11 – PORMENOR DE LAJE DE ESCADAS .....	31
FIGURA 12 – PORMENOR DE LAJE DAS VARANDAS .....	31
FIGURA 13 – PORMENOR DAS PAREDES INTERIORES .....	33
FIGURA 14 – PORMENOR DAS PAREDES EXTERIORES .....	33
FIGURA 15 – SUBDIVISÃO DAS SUPERFÍCIES DO EDIFÍCIO EM ZONAS; .....	37
FIGURA 16 – DELIMITAÇÃO DAS ZONAS SÍSMICAS DO TERRITÓRIO CONTINENTAL...40	
FIGURA 17 – PLANTA DE FUNDAÇÃO .....	52
FIGURA 18 – PLANTA DO R/CHÃO .....	52
FIGURA 19 – PLANTA DO PISO 1 AO PISO 5 .....	53
FIGURA 20 – PLANTA DO PISO 6.....	53
FIGURA 21 – PLANTA DA COBERTURA.....	54
FIGURA 22 – INTRODUÇÃO DE DADOS DA LAJE DE GARAGEM NO PROGRAMA DE CÁLCULO DA FAPREL.....	59
FIGURA 23 – SOLUÇÃO DE LAJE DE GARAGEM DO PROGRAMA DE CÁLCULO DA FAPREL.....	59
FIGURA 24 – INTRODUÇÃO DE DADOS DA LAJE DE HABITAÇÃO NO PROGRAMA DE CÁLCULO DA FAPREL.....	60
FIGURA 25 – SOLUÇÃO DE LAJE DE HABITAÇÃO DO PROGRAMA DE CÁLCULO DA FAPREL.....	60
FIGURA 26 – INTRODUÇÃO DE DADOS DA LAJE DO CORREDOR NO PROGRAMA DE CÁLCULO DA FAPREL.....	61
FIGURA 27 – SOLUÇÃO DE LAJE DO CORREDOR DO PROGRAMA DE CÁLCULO DA FAPREL.....	61
FIGURA 28 – INTRODUÇÃO DE DADOS DA LAJE DE COBERTURA NO PROGRAMA DE CÁLCULO DA FAPREL.....	62

FIGURA 29 – SOLUÇÃO DE LAJE DE COBERTURA DO PROGRAMA DE CÁLCULO DA FAPREL.....	62
FIGURA 30 – LAJE FAPREL V5-BN24X20-25.....	63
FIGURA 31 – LAJE FAPREL 2V5-BN40X20-25.....	63
FIGURA 32 – DADOS GERAIS DA OBRA, CYPECAD .....	82
FIGURA 33 – PORMENOR DE SAPATAS E VIGAS DE FUNDAÇÃO, CYPECAD .....	83
FIGURA 34 – PORMENOR DO PISO -1, CYPECAD.....	84
FIGURA 35 – ALÇADO FRENTE, CYPECAD .....	84
FIGURA 36 – ALÇADO TRASEIRA, CYPECAD .....	85
FIGURA 37 – ALÇADO DIREITA, CYPECAD .....	85
FIGURA 38 – ALÇADO ESQUERDA, CYPECAD .....	86
FIGURA 39 – VISTA GERAL DO EDIFÍCIO, CYPECAD .....	86
FIGURA 40 – PREFERÊNCIAS DA OBRA, ROBOT.....	88
FIGURA 41 – MODELO 3D.....	91
FIGURA 42 – PLANTA DAS ESCADAS .....	109
FIGURA 43 – PLANTA ESTRUTURAL DAS ESCADAS.....	110
FIGURA 44 – PRIMEIRO TRAMO DE ESCADAS.....	110
FIGURA 45 – SEGUNDO TRAMO DE ESCADAS .....	111
FIGURA 46 – TERCEIRO TRAMO DE ESCADAS .....	111
FIGURA 47 – EDIÇÃO DE PILARES.....	158
FIGURA 48 – EDIÇÃO DE MUROS E PAREDES.....	159

## Índice de Tabelas

TABELA 1 – PESO VOLUMICO DOS MATERIAIS .....	29
TABELA 2 – COEFICIENTES DE PRESSÃO EXTERIOR PARA O PISO 1 E PISO 2.....	37
TABELA 3 – COEFICIENTES DE PRESSÃO EXTERIOR PARA OS RESTANTES PISOS.....	38
TABELA 4 – VALORES DA PRESSÃO DO VENTO POR CADA ZONA DO EDIFÍCIO PARA CADA DIRECÇÃO DO VENTO .....	39
TABELA 5 – COEFICIENTE DE COMPORTAMENTO ESTRUTURAS EM PÓRTICO.....	42
TABELA 6 – COEFICIENTE DE COMPORTAMENTO ESTRUTURAS MISTAS PÓRTICO- PAREDE .....	42
TABELA 7 – COEFICIENTE DE COMPORTAMENTO ESTRUTURAS PAREDE.....	42
TABELA 8 – VALORES LIMITE DA DEFORMAÇÃO ESTRUTURAL E DOS MOVIMENTOS DA FUNDAÇÃO.....	46
TABELA 9 – COMBINAÇÃO DE ACÇÕES E.L.U. PARA GARAGEM.....	48
TABELA 10 – COMBINAÇÃO DE ACÇÕES E.L.U. PARA HABITAÇÃO.....	49
TABELA 11 – COMBINAÇÃO DE ACÇÕES E.L.U. PARA COBERTURA.....	49
TABELA 12 – COMBINAÇÃO RARA DE ACÇÕES PARA HABITAÇÃO E GARAGEM .....	49
TABELA 13 – COMBINAÇÃO FREQUENTE DE ACÇÕES PARA HABITAÇÃO E GARAGEM .....	49
TABELA 14 – COMBINAÇÃO QUASE PERMANENTE DE ACÇÕES PARA HABITAÇÃO E GARAGEM .....	49
TABELA 15 – COMBINAÇÃO RARA DE ACÇÕES PARA COBERTURA .....	50
TABELA 16 – COMBINAÇÃO FREQUENTE DE ACÇÕES PARA COBERTURA .....	50
TABELA 17 – COMBINAÇÃO QUASE PERMANENTE DE ACÇÕES PARA COBERTURA...	50
TABELA 18 – RESUMO DAS SOBRECARGAS .....	50
TABELA 19 – ACÇÕES PERMANENTES A ACTUAR NAS LAJES.....	51
TABELA 20 – RESUMO DAS COMBINAÇÕES DE ACÇÕES PARA CADA TIPO DE LAJE ..	51
TABELA 21 – VALORES DO COEFICIENTE A .....	56
TABELA 22 – ESPESSURA MÍNIMA DAS LAJES MACIÇAS FACE À DEFORMAÇÃO .....	56
TABELA 23 – ESPESSURA MÍNIMA DAS LAJES MACIÇAS FACE AOS ESFORÇOS E ESPESSURA FINAL DAS LAJES .....	57
TABELA 24 – ESPESSURA MÍNIMA DAS LAJES ALIGEIRADAS.....	58
TABELA 25 – VALORES DO COEFICIENTE A .....	65
TABELA 26 – ALTURA MÍNIMA DAS VIGAS FACE À DEFORMAÇÃO .....	65
TABELA 27 – DIMENSÕES MÍNIMAS DAS VIGAS DA COBERTURA FACE AOS ESFORÇOS .....	67

TABELA 28 – DIMENSÕES MÍNIMAS DAS VIGAS DE HABITAÇÃO FACE AOS ESFORÇOS .....	68
TABELA 29 – DIMENSÕES MÍNIMAS DAS VIGAS DE GARAGEM FACE AOS ESFORÇOS.....	69
TABELA 30 – DIMENSÕES MÍNIMAS DOS PILARES.....	71
TABELA 31 – ESTUDO DA REDUÇÃO DA SECÇÃO DO PILAR P7 .....	72
TABELA 32 – ESTUDO DA REDUÇÃO DA SECÇÃO DO PILAR P14 .....	72
TABELA 33 – ESTUDO DA REDUÇÃO DA SECÇÃO DO PILAR P17 .....	73
TABELA 34 – ESTUDO DA REDUÇÃO DA SECÇÃO DO PILAR P20 .....	73
TABELA 35 – ESTUDO DA REDUÇÃO DA SECÇÃO DO PILAR P21 .....	73
TABELA 36 – ESTUDO DA REDUÇÃO DA SECÇÃO DO PILAR P26 .....	74
TABELA 37 – ESTUDO DA REDUÇÃO DA SECÇÃO DO PILAR P27 .....	74
TABELA 38 – INÉRCIAS DOS PILARES.....	76
TABELA 39 – INÉRCIAS DAS PAREDES .....	77
TABELA 40 – INÉRCIAS DAS VIGAS COM DESENVOLVIMENTO EM X.....	77
TABELA 41 – INÉRCIAS DAS VIGAS COM DESENVOLVIMENTO EM Y.....	78
TABELA 42 – COORDENADAS DO CENTRO DE MASSA E DO CENTRO DE RIGIDEZ .....	81
TABELA 43 – COMBINAÇÃO DE ACÇÕES (PERMANENTES) PARA O RSA .....	89
TABELA 44 – COMBINAÇÃO DE ACÇÕES (VARIÁVEIS) PARA O RSA .....	90
TABELA 45 – ESFORÇOS EM PILARES .....	99
TABELA 46 – ESFORÇOS EM VIGAS.....	104
TABELA 47 - DIFERENÇA DE ESFORÇO TRANSVERSO OBTIDO NO RSA EM RELAÇÃO AO CYPE.....	106
TABELA 48 - DIFERENÇA DE MOMENTO FLECTOR OBTIDO NO RSA EM RELAÇÃO AO CYPE .....	107
TABELA 49 – INTERPOLAÇÃO DO VALOR DE PERCENTAGEM MECÂNICA DE ARMADURA .....	112
TABELA 50 – INTERPOLAÇÃO DO VALOR DE PERCENTAGEM MECÂNICA DE ARMADURA .....	113
TABELA 51 – DIMENSIONAMENTO DA SAPATA .....	123
TABELA 52 – DIMENSIONAMENTO DA ALTURA DA SAPATA .....	123
TABELA 53 – VERIFICAÇÃO DAS DIMENSÕES DA SAPATA .....	124
TABELA 54 – INTERPOLAÇÃO DO VALOR DE PERCENTAGEM MECÂNICA DE ARMADURA .....	125
TABELA 55 – ESFORÇOS NA SAPATA E DIMENSÕES DE SAPATAS E PILAR .....	126
TABELA 56 – VALOR DAS TENSÕES NO SOLO E SECÇÃO A ANALISAR.....	127
TABELA 57 – VALOR RESISTENTE AO ESFORÇO TRANSVERSO .....	127

TABELA 58 – DIMENSIONAMENTO DA SAPATA .....	128
TABELA 59 – DIMENSIONAMENTO DA ALTURA DA SAPATA .....	128
TABELA 60 – VERIFICAÇÃO DAS DIMENSÕES DA SAPATA .....	129
TABELA 61 – INTERPOLAÇÃO DO VALOR DE PERCENTAGEM MECÂNICA DE ARMADURA .....	130
TABELA 62 – ESFORÇOS NA SAPATA E DIMENSÕES DE SAPATAS E PILAR .....	131
TABELA 63 – VALOR DAS TENSÕES NO SOLO E SECÇÃO A ANALISAR .....	132
TABELA 64 – VALOR RESISTENTE AO ESFORÇO TRANSVERSO .....	132
TABELA 65 – DIMENSIONAMENTO DA SAPATA .....	133
TABELA 66 – DIMENSIONAMENTO DA ALTURA DA SAPATA .....	133
TABELA 67 – VERIFICAÇÃO DAS DIMENSÕES DA SAPATA .....	134
TABELA 68 – INTERPOLAÇÃO DO VALOR DE PERCENTAGEM MECÂNICA DE ARMADURA .....	135
TABELA 69 – ESFORÇOS NA SAPATA E DIMENSÕES DE SAPATAS E PILAR .....	136
TABELA 70 – VALOR DAS TENSÕES NO SOLO E SECÇÃO A ANALISAR .....	137
TABELA 71 – VALOR RESISTENTE AO ESFORÇO TRANSVERSO .....	137
TABELA 72 – DIMENSIONAMENTO DA SAPATA .....	138
TABELA 73 – DIMENSIONAMENTO DA ALTURA DA SAPATA .....	138
TABELA 74 – VERIFICAÇÃO DAS DIMENSÕES DA SAPATA .....	139
TABELA 75 – INTERPOLAÇÃO DO VALOR DE PERCENTAGEM MECÂNICA DE ARMADURA .....	140
TABELA 76 – ESFORÇOS NA SAPATA E DIMENSÕES DE SAPATAS E PILAR .....	141
TABELA 77 – VALOR DAS TENSÕES NO SOLO E SECÇÃO A ANALISAR .....	142
TABELA 78 – VALOR RESISTENTE AO ESFORÇO TRANSVERSO .....	142
TABELA 79 – DIMENSIONAMENTO DA SAPATA .....	143
TABELA 80 – DIMENSIONAMENTO DA ALTURA DA SAPATA .....	143
TABELA 81 – INTERPOLAÇÃO DO VALOR DE PERCENTAGEM MECÂNICA DE ARMADURA .....	144
TABELA 82 – ESFORÇOS NA SAPATA E DIMENSÕES DE SAPATAS E PILAR .....	146
TABELA 83 – VALOR DAS TENSÕES NO SOLO E SECÇÃO A ANALISAR .....	146
TABELA 84 – VALOR RESISTENTE AO ESFORÇO TRANSVERSO .....	147
TABELA 85 – INTERPOLAÇÃO DO VALOR DE PERCENTAGEM MECÂNICA DE ARMADURA .....	150
TABELA 86 – ESFORÇO TRANSVERSO E DIMENSÕES DE SAPATAS E MURO .....	151
TABELA 87 – VALOR RESISTENTE AO ESFORÇO TRANSVERSO .....	152

TABELA 88 – INTERPOLAÇÃO DO VALOR DE PERCENTAGEM MECÂNICA DE ARMADURA .....	155
TABELA 89 – ESFORÇO TRANSVERSO E DIMENSÕES DE SAPATAS E MURO .....	156
TABELA 90 – VALOR RESISTENTE AO ESFORÇO TRANSVERSO .....	157
TABELA 91 – MAPA DE MEDIÇÕES.....	175
TABELA 92 – ESTIMATIVA ORÇAMENTAL .....	181
TABELA 93 – CARACTERÍSTICAS DA ÁGUA PARA BETÃO.....	198



# CAPÍTULO I

## MEMÓRIA DESCRITIVA E JUSTIFICATIVA DE CÁLCULO



## 1. Introdução

A estrutura de um edifício é constituída por todos os elementos construtivos, que tem como função gerar um conjunto de forças internas, que sejam capazes de equilibrar do ponto de vista da estática a resultante das acções externas e respectivas combinações, e que para além disso, consigam transmitir ao solo essas mesmas resultantes.

O dimensionamento de uma estrutura é uma tarefa de grande responsabilidade, quer devido a custos, quer por razões de segurança, quer pela aptidão ao uso a que se destina a estrutura. O engenheiro projectista deve estabelecer assim um equilíbrio entre custo, segurança e aptidão ao uso.

No âmbito deste trabalho irá ser dimensionado um edifício destinado à habitação com o apoio a ferramentas informáticas de cálculo estrutural, fazendo posteriormente uma análise comparativa dos resultados obtidos em dois programas. Para se conseguir uma comparação exacta, os dados a introduzir em cada programa de cálculo foram idênticos, e os regulamentos que serviram de base ao cálculo foram os mesmos.

Os programas de cálculo estrutural escolhidos foram o “CYPECAD” e o “ROBOT Structural Analysis”.

Foi pois projectada uma solução estrutural capaz de responder aos requisitos de segurança, custo e aptidão ao uso, e foi elaborado uma medição, uma estimativa orçamental e um caderno de encargos da obra.

## 2. Descrição do edifício

O objecto de estudo do presente trabalho é um edifício multifamiliar com seis pisos destinados a habitação e dois pisos destinados a garagem automóvel, perfazendo um total de nove pisos, incluindo a cobertura.



Figura 1 – Alçado Principal



Figura 2 – Alçado Posterior



Figura 3 - Alçado Lateral

Uma particularidade do edifício é o caso do último piso destinado á habitação ter uma disposição diferente da dos restantes pisos, o que coloca condicionantes na escolha da solução estrutural, pois tem que se conseguir configurar uma estrutura compatível com todos os pisos. Uma outra condicionante põe-se nos pisos destinados a garagem automóvel, de forma a garantir a maximização do número de lugares, bem como uma circulação fácil dos automóveis para as manobras de estacionamento.

As figuras seguintes ilustram as plantas de arquitectura do imóvel.

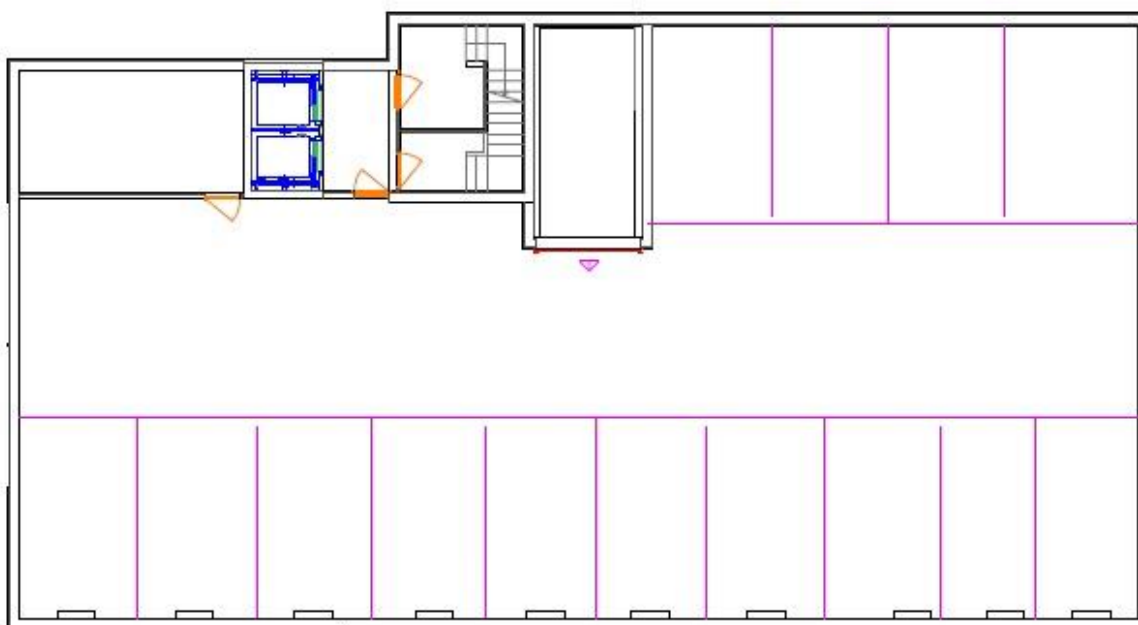


Figura 4 – Planta do piso -1



Figura 5 – Planta do rés-do-chão

Nos pisos 1 ao piso 5, o edifício conta com três habitações do tipo T2 e uma habitação do tipo T3.

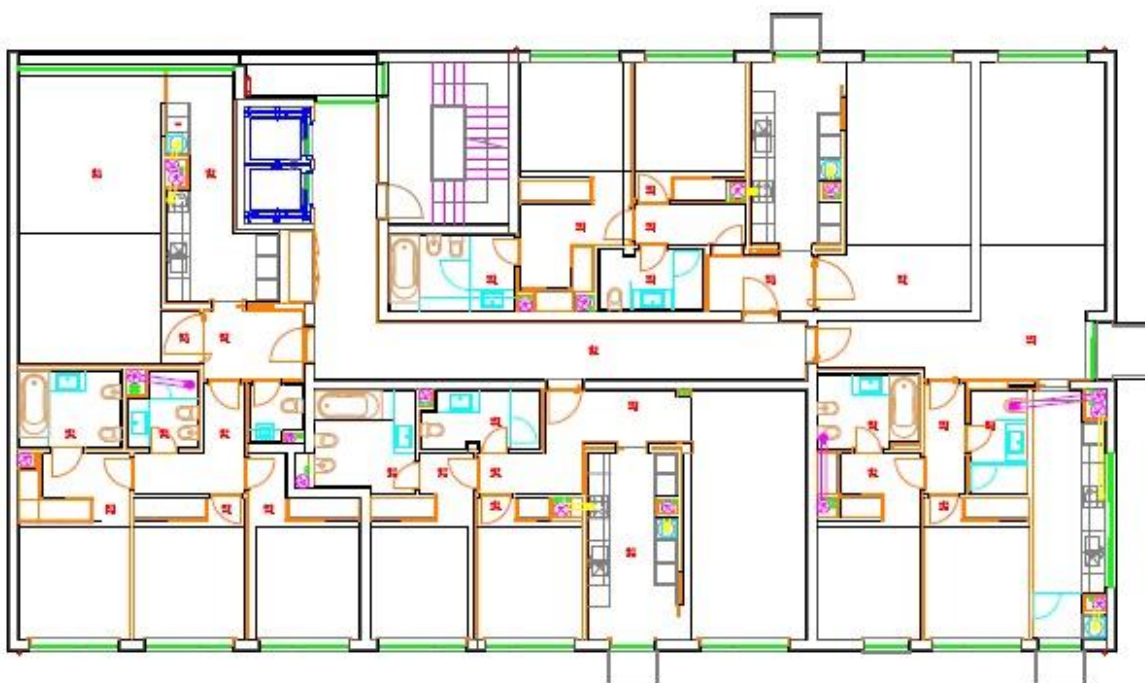


Figura 6 – Planta do piso 1 ao piso 5

No piso 6, o edifício conta com três habitações do tipo T3 e uma sala destinada ao condomínio.



Figura 7 – Planta do piso 6

O local de construção do edifício situa no Largo de Vermoim no concelho da Maia. A cota da soleira da porta de entrada do edifício é de 71,20 m.



Figura 8 – Local de implantação do edifício

### 3. Quantificação de Acções

A quantificação de acções foi efectuada através do Regulamento de Segurança e Acções de Edifícios, Estruturas e Pontes. Para servir de base à sua quantificação e às regras da sua combinação, as acções são classificadas em acções permanentes e acções variáveis.

As acções permanentes são aquelas que assumem valores constantes, ou com pequena variação em torno do seu valor médio, durante toda ou praticamente toda a vida da estrutura. Consideram-se como acções permanentes os pesos próprios dos elementos estruturais da construção, os impulsos de terras, os efeitos da retracção do betão e dos assentamentos de apoios.

As acções variáveis são aquelas que assumem valores com variação significativa em torno do seu valor médio durante a vida da estrutura.

Consideram-se como acções variáveis as sobrecargas, o vento, os sismos, as variações de temperatura, e a neve.

#### 3.1. Acções Permanentes

##### 3.1.1. Pesos dos materiais

No quadro seguinte estão alguns materiais utilizados no edifício e respectivos pesos volúmicos.



Betão armado	$25,0 \text{ kN/m}^3$
Betão leve	$13,0 \text{ kN/m}^3$
Argamassa de cimento	$21,0 \text{ kN/m}^3$
Argamassa de gesso	$12,0 \text{ kN/m}^3$
Godo	$15,0 \text{ kN/m}^3$
Poliestireno extrudido	$0,40 \text{ kN/m}^3$
Alvenaria de blocos de betão leve	$13,0 \text{ kN/m}^3$
Alvenaria de tijolo furado normal	$14,0 \text{ kN/m}^3$
Pavimento flutuante ou Pavimento cerâmico	$3,0 \text{ kN/m}^3$
Pedra mármore	$27,0 \text{ kN/m}^3$

Tabela 1 – Peso volúmico dos materiais

### 3.1.2. Revestimentos das lajes

#### 3.1.2.1. Laje das Habitações

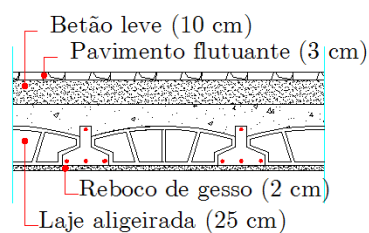


Figura 9 – Pormenor de laje das habitações

As lajes das habitações são constituídas por pavimento flutuante ou pavimento cerâmico ( $3,0 \text{ kN/m}^3$ ) na face superior da laje com  $3\text{cm}$  de espessura, betão leve ( $13,0 \text{ kN/m}^3$ ) para

regularizar o piso com  $10\text{cm}$  de espessura, a laje aligeirada de  $25\text{cm}$  de espessura, e reboco de gesso ( $12,0\text{ kN/m}^3$ ) na face inferior da laje com  $2\text{cm}$  de espessura.

$$\text{Peso Próprio dos revestimentos}/\text{m}^2 = 3,0 \times 0,03 + 13,0 \times 0,10 + 12,0 \times 0,02 = 1,64\text{ kN/m}^2$$

### 3.1.2.2. Laje da Cobertura

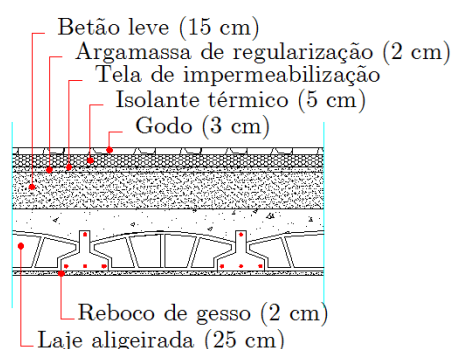


Figura 10 – Pormenor de laje das habitações

A laje da cobertura é constituída por de godo ( $15,0\text{ kN/m}^3$ ) na parte superior da laje com  $3\text{cm}$  de espessura, poliestireno extrudido ( $0,4\text{ kN/m}^3$ ) com  $5\text{cm}$  de espessura, argamassa de regularização ( $21,0\text{ kN/m}^3$ ) com  $2\text{cm}$  de espessura, betão leve ( $13,0\text{ kN/m}^3$ ) com  $15\text{cm}$  de espessura, a laje aligeirada com  $25\text{cm}$  de espessura, e reboco de gesso ( $12,0\text{ kN/m}^3$ ) na face inferior da laje com  $2\text{cm}$  de espessura.

$$\text{Peso Próprio dos revestimentos}/\text{m}^2 = 15,0 \times 0,03 + 0,4 \times 0,05 + 21,0 \times 0,02 + 13,0 \times 0,15 + 12 \times 0,02 = 3,10\text{ kN/m}^2$$

### 3.1.2.4. Laje de escadas

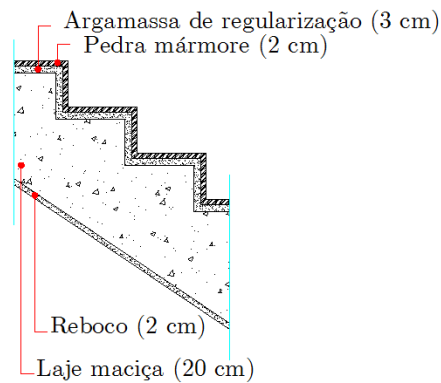


Figura 11 – Pormenor de laje de escadas

A laje de escadas é constituída por pedra mármore ( $27,0 \text{ kN/m}^3$ ) na face superior da laje com  $2\text{cm}$  de espessura, argamassa de regularização ( $21,0 \text{ kN/m}^3$ ) com  $3\text{cm}$  de espessura, laje maciça de  $20\text{cm}$  de espessura, e por reboco de gesso ( $12,0 \text{ kN/m}^3$ ) na face inferior da laje com  $2\text{cm}$  de espessura.

$$\begin{aligned}\text{Peso Próprio dos revestimentos}/\text{m}^2 &= 27,0 \times 0,02 + 21,0 \times 0,03 + 12 \times 0,02 \\ &= 1,41 \text{ kN/m}^2\end{aligned}$$

### 3.1.2.5. Lajes das varandas

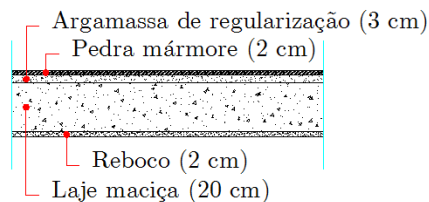


Figura 12 – Pormenor de laje das varandas

A laje das varandas é constituída por pedra mármore ( $27,0 \text{ kN/m}^3$ ) na face superior da laje com  $2\text{cm}$  de espessura, argamassa de regularização ( $21,0 \text{ kN/m}^3$ ) com  $3\text{cm}$  de espessura, laje maciça de  $20\text{cm}$  de espessura, e por reboco de cimento ( $21,0 \text{ kN/m}^3$ ) na face inferior da laje com  $2\text{cm}$  de espessura.

$$\begin{aligned}\text{Peso Próprio dos revestimentos}/\text{m}^2 &= 27,0 \times 0,02 + 21,0 \times 0,03 + 21 \times 0,02 \\ &= 1,59 \text{ kN/m}^2\end{aligned}$$

### 3.1.3. Paredes divisórias em edifícios

Em edifícios cujos pavimentos possuam constituição que garanta uma distribuição eficaz das cargas, o peso das paredes divisórias poderá assimilar-se a uma carga permanente uniformemente distribuída em todo o pavimento, com valores característicos por metro quadrado obtidos pelas percentagens seguintes do peso de uma faixa de parede com o comprimento de 1 m e com altura igual à altura da parede.

Pavimentos destinados a utilização de carácter privado:

$$Sg_H = \text{Peso parede}_{\text{vertical}} \times (\text{Pé direito}) \times 40\% \quad \text{kN/m}^2$$

Em que:

$Sg_H$  – Peso da parede divisória distribuído no plano horizontal;

$\text{Pé direito} = 2,75\text{m}$ ;

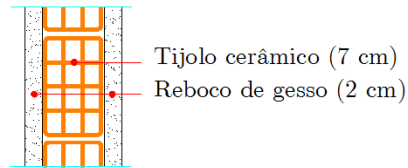


Figura 13 – Pormenor das paredes interiores

As paredes interiores são constituídas maioritariamente por alvenaria de tijolos cerâmicos com  $7\text{cm}$  de espessura e  $2\text{cm}$  de reboco de gesso em cada face.

$$\text{Peso Próprio da parede}/m^2 = \text{Peso volúmico alvenaria} \times \text{Espessura alvenaria} + \text{Peso volúmico reboco} \times \text{Espessura reboco}$$

$$\text{Peso Próprio da parede}/m^2 = 14,0 \times 0,07 + 12 \times 0,04 = 1,46 \text{ kN}/m^2$$

Então:

$$Sg_H = 1,46 \times 2,75 \times 40\% = 1,6 \text{ kN}/m^2$$

### 3.1.4. Paredes exteriores

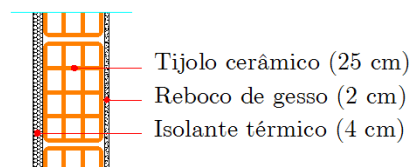


Figura 14 – Pormenor das paredes exteriores

As paredes exteriores do edifício são constituídas blocos de cimento com  $25\text{cm}$  de espessura, reboco pelo interior com uma espessura de  $2\text{cm}$ , e isolamento térmico pelo exterior realizado através de placas de poliestireno extrudido com uma espessura de  $4\text{cm}$ .

$$\begin{aligned} \text{Peso Próprio da pare. ext./m} = \\ (\text{Peso volúmico bloco cimento} \times \text{esp.} + \text{peso volúmico reboco} \times \\ \text{esp.} + \text{peso volúmico poliestireno ext.} \times \text{esp.}) \times \text{Alt.} \end{aligned}$$

$$\text{Peso Próprio da pare. ext./m} = (13 \times 0,25 + 12 \times 0,02 + 0,4 \times 0,06) \times 2,55 = 9,0 \text{ kN/m}$$

### 3.1.5. Retracção do betão

Nos casos correntes, pode simplificar-se, para a determinação de esforços actuantes, que os efeitos finais da retracção são assimiláveis ao de um abaixamento lento e uniforme da temperatura de  $15^\circ\text{C}$ , sendo portanto aplicáveis as disposições estabelecidas para as variações de temperatura. Segundo o RSAEEP pode ser dispensada a consideração dos efeitos das variações uniformes de temperatura nas estruturas reticuladas cuja maior dimensão em planta não exceda os  $30\text{m}$ , como a maior dimensão em planta do edifício é inferior a  $30\text{m}$  não vai ser considerada a acção de retracção do betão.

## 3.2. Acções Variáveis

### 3.2.1. Acção do Vento

#### 3.2.1.1. Zonamento do território

Para efeitos da quantificação da acção do vento, considera-se o país dividido nas duas zonas seguintes:

Zona A – a generalidade do território, excepto as regiões pertencentes à zona B;

Zona B – os arquipélagos dos Açores e Madeira e as regiões do continente situadas numa faixa costeira com 5 *km* de largura ou altitudes superiores a 600 *m*.

O edifício em estudo encontra-se na Zona A, pois situa-se no concelho da Maia fora da faixa costeira com 5 *km* de largura e por se encontrar a uma altitude inferior a 600 *m*.

### 3.2.1.2. Rugosidade aerodinâmica do solo

Para ter em conta a variação da acção do vento com a altura acima do solo consideram-se dois tipos de rugosidade aerodinâmica do solo:

Rugosidade do tipo I – rugosidade a atribuir aos locais situados no interior de zonas urbanas em que predominem edifícios de médio e grande porte;

Rugosidade do tipo II – rugosidade a atribuir aos restantes locais, nomeadamente zonas rurais e periferia de zonas urbanas;

O local de construção do edifício encontra-se inserido numa zona urbana onde predominam edifícios de médio e grande porte, portanto vai ser considerada uma rugosidade aerodinâmica do solo do tipo I.

### 3.2.1.3. Quantificação da acção do vento

- Velocidade média do vento

$$v = 18 \times \left(\frac{h}{10}\right)^{0,28} + 14$$

Onde:

h - Altura do piso

- Coeficientes de pressão exterior

As pressões devidas ao vento, que se exercem nos elementos da envolvente dos edifícios são em geral resultantes de pressões exteriores. As pressões exteriores são definidas através de coeficientes de pressão exterior,  $\delta_{pe}$ , que dependem fundamentalmente da forma da construção e da direcção e sentido de actuação do vento. Os coeficientes  $\delta_{pe}$  são afectados de sinal positivo ou negativo consoante correspondem a pressões ou sucções exercidas nas faces do elemento a que se referem.

Relações geométricas do edifício:

$$\frac{h}{b} \text{ e } \frac{a}{b}$$

Onde:

h – altura do edifício;

b – menor dimensão em planta do edifício;

a – maior dimensão em planta do edifício;

Note-se que, em geral, as pressões em cada uma das superfícies envolventes do edifício podem ser consideradas uniformes; em certos casos, porém, tal simplificação não é



admissível para as pressões exteriores, e houve portanto que subdividir as superfícies em zonas e, para cada uma delas, definir coeficientes de pressões adequados.

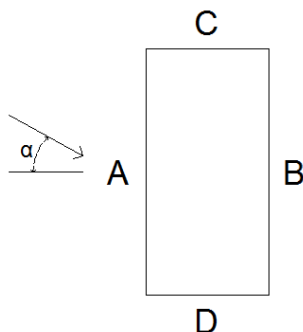


Figura 15 – Subdivisão das superfícies do edifício em zonas;

De acordo com o Quadro 1-I do Anexo 1 do Regulamento de Segurança e Acções em Edifícios e Pontes, os coeficientes de coeficientes de pressão exterior são:

Para o piso 1 e piso 2:

$$\frac{h}{b} = \frac{6,0}{16,1} = 0,37 \rightarrow \frac{h}{b} \leq \frac{1}{2}$$

$$\frac{a}{b} = \frac{29,9}{16,1} = 1,86 \rightarrow \frac{3}{2} < \frac{a}{b} \leq 4$$

Direcção do Vento $\alpha$ (graus)	Acções globais sobre a superfície, $\delta_{pe}$			
	A	B	C	D
0	+0,7	-0,25	-0,6	-0,6
90	-0,5	-0,5	+0,7	-0,1

Tabela 2 – Coeficientes de pressão exterior para o piso 1 e piso 2

Para os restantes pisos:

$$\frac{h}{b} = \frac{24,0}{16,1} = 1,49 \rightarrow \frac{1}{2} < \frac{h}{b} \leq \frac{3}{2}$$

$$\frac{a}{b} = \frac{29,9}{16,1} = 1,86 \rightarrow \frac{3}{2} < \frac{a}{b} \leq 4$$

Direcção do Vento $\alpha$ (graus)	Acções globais sobre a superfície, $\delta_{pe}$			
	A	B	C	D
0	+0,7	-0,3	-0,7	-0,7
90	-0,5	-0,5	+0,7	-0,1

Tabela 3 – Coeficientes de pressão exterior para os restantes pisos

- Valor característico da pressão dinâmica do vento

Os valores da pressão dinâmica do vento,  $w$ , estão relacionados com o valor da velocidade do vento,  $v$ , pela expressão:

$$w_k = 0,613 \times v_k^2$$

- Valor da Pressão do vento

Para determinar a acção do vento sobre o edifício, é necessário conhecer, além da pressão dinâmica do vento,  $w$ , os coeficientes de pressão exterior,  $\delta_{pe}$ .

$$P = \delta_{pe} \times w$$

## Projecto de Estabilidade de um Edifício de Habitação Multifamiliar

Piso	Altura (m)	Velocid. Vento (m/s)	Wk (N/m <sup>2</sup> )	Zona	Valor da pressão do vento (kN/m <sup>2</sup> )			
					+X	-X	+Y	-Y
1	3	33,8	700,32	A	2,21	-0,81	-1,58	-1,58
				B	-0,81	2,21	-1,58	-1,58
				C	-1,89	-1,89	2,21	-0,32
				D	-1,89	-1,89	-0,32	2,21
2	6	33,8	700,32	A	1,47	-0,54	-1,05	-1,05
				B	-0,54	1,47	-1,05	-1,05
				C	-1,26	-1,26	1,47	-0,21
				D	-1,26	-1,26	-0,21	1,47
3	9	33,8	700,32	A	1,47	-0,63	-1,05	-1,05
				B	-0,63	1,47	-1,05	-1,05
				C	-1,47	-1,47	1,47	-0,21
				D	-1,47	-1,47	-0,21	1,47
4	12	33,8	700,32	A	1,47	-0,63	-1,05	-1,05
				B	-0,63	1,47	-1,05	-1,05
				C	-1,47	-1,47	1,47	-0,21
				D	-1,47	-1,47	-0,21	1,47
5	15	33,9	704,47	A	1,47	-0,63	-1,05	-1,05
				B	-0,63	1,47	-1,05	-1,05
				C	-1,47	-1,47	1,47	-0,21
				D	-1,47	-1,47	-0,21	1,47
6	18	34,8	742,37	A	1,56	-0,66	-1,11	-1,11
				B	-0,66	1,56	-1,11	-1,11
				C	-1,56	-1,56	1,56	-0,21
				D	-1,56	-1,56	-0,21	1,56
7	21	35,7	781,26	A	0,83	-0,35	-0,59	-0,59
				B	-0,35	0,83	-0,59	-0,59
				C	-0,83	-0,83	0,83	-0,12
				D	-0,83	-0,83	-0,12	0,83
8	24	36,4	812,20	A	1,71	-0,72	-1,23	-1,23
				B	-0,72	1,71	-1,23	-1,23
				C	-1,71	-1,71	1,71	-0,24
				D	-1,71	-1,71	-0,24	1,71

Tabela 4 – Valores da pressão do vento por cada zona do edifício para cada direcção do vento

### 3.2.2. Acção da Neve

- Zonamento do território

A acção da neve deve ser tida em conta nos locais com altitude igual ou superior a 200 m situados no distrito de Viana do Castelo, Braga, Vila Real, Bragança, Porto, Aveiro, Viseu, Guarda, Coimbra, Leiria, Castelo Branco e Portalegre.

Nos restantes locais do continente e nos arquipélagos dos Açores e da Madeira não há que considerar a acção da neve.

Como a cota geográfica da soleira da porta de entrada do edifício é de 71,20 m, a acção da neve não vai ser tida em conta no dimensionamento do edifício.

### 3.2.3. Acção dos Sismos

#### 3.2.3.1. Zonamento do território

Para efeitos da quantificação da acção dos sismos considera-se o país dividido em quatro zonas, que, por ordem decrescente de sismicidade, são designadas por A, B, C e D.

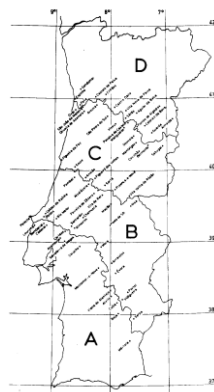


Figura 16 – Delimitação das zonas sísmicas do território continental

Como o local de construção do edifício é no concelho da Maia, segundo o Anexo III do RSAEEP, este insere-se na Zona D, localizando-se assim na zona de menor sismicidade do país.

### 3.2.3.2. Quantificação da acção dos sismos

A acção dos sismos resulta de um conjunto de vibrações do solo que são transmitidas às estruturas durante a ocorrência de um sismo.

Quanto à natureza do terreno, são considerados os seguintes tipos:

Tipo I – rochas e solos coerentes rijos;

Tipo II – solos coerentes muito duros, duros e de consistência média; solos incoerentes compactos;

Tipo III – solos coerentes moles e muito moles; solos incoerentes soltos;

A natureza do terreno de construção, apesar de não haver ensaios ao solo, irá ser considerada do Tipo II, apoiada numa visita ao local com a observação do estado geral do solo.

### 3.2.3.3. Coeficiente de comportamento

Os coeficiente de comportamento, a utilizar segundo os critérios definidos no RSA na determinação dos efeitos da acção dos sismos, devem ser convenientemente justificados tendo em conta o tipo de estrutura e as suas características de ductilidade, distinguindo-se deste ultimo ponto de vista, estruturas de ductilidade normal e estruturas de ductilidade melhorada; as primeiras limitam-se a cumprir as disposições de projecto e as disposições

construtivas que constam dos capítulos X e XI do REBAP e as segundas satisfazem também as disposições do capítulo XII.

No caso de edifícios correntes, tal como são definidos no RSA, podem adoptar-se para as direcções horizontais os seguintes coeficientes de comportamento relativos a esforços:

Estruturas em pórtico	
Ductilidade normal	2,5
Ductilidade melhorada	3,5

Tabela 5 – Coeficiente de comportamento estruturas em pórtico

Estruturas mistas pórtico-parede	
Ductilidade normal	2,0
Ductilidade melhorada	2,5

Tabela 6 – Coeficiente de comportamento estruturas mistas pórtico-parede

Estruturas parede	
Ductilidade normal	1,5
Ductilidade melhorada	2,0

Tabela 7 – Coeficiente de comportamento estruturas parede

Os coeficientes de comportamento relativos a esforços verticais gerados pela vibração na direcção vertical, bem como os relativos a deformações, devem, em todos os casos, ser tomados iguais à unidade.

Sendo a estrutura do edifício considerada de ductilidade normal e classificada como uma estrutura mista pórtico-parede, o coeficiente de comportamento relativo a esforços segundo a direcção horizontal toma o valor de 2,0.

### 3.2.4. Sobrecargas

#### 3.2.4.1. Sobrecargas em coberturas

O RSAEEP define os seguintes tipos de coberturas:

Coberturas ordinárias – coberturas que, por virtude da sua forma ou pela natureza dos elementos de construção que as constituem, não permitem a fácil circulação de pessoas;

Terraços não acessíveis – coberturas que, embora formadas por elementos de construção que constituem habitualmente pavimento, têm a sua acessibilidade condicionada a fins de reparação;

Terraços acessíveis – coberturas formadas por elementos de construção que constituem habitualmente pavimento e destinadas a utilização como tal;

Os valores característicos das sobrecargas a considerar nas coberturas são os seguintes:

Coberturas ordinárias: uma sobrecarga uniformemente distribuída de  $0,3 \text{ kN/m}^2$  e uma sobrecarga concentrada, única, de  $1,0 \text{ kN}$ , a considerar apenas no dimensionamento dos elementos secundários e não simultaneamente com a sobrecarga uniformemente distribuída;

Terraços não acessíveis: uma sobrecarga uniformemente distribuída de  $1,0 \text{ kN/m}^2$ ;

Terraços acessíveis: uma sobrecarga uniformemente distribuída de  $2,0 \text{ kN/m}^2$ ;

### 3.2.4.2. Sobrecargas em pavimentos

Os valores característicos das sobrecargas a considerar nos pavimentos são indicados a seguir, em função do tipo de utilização previsto.

Nas utilizações em que a concentração de pessoas é o elemento preponderante, os valores a adoptar são os seguintes:

Compartimentos destinados a utilização de carácter privado –  $2,0 \text{ kN/m}^2$ ;

Nas utilizações em que o elemento preponderante não é a concentração de pessoas, os valores a adoptar são os seguintes:

Garagens particulares para automóveis ligeiros -  $4,0 \text{ kN/m}^2$

### 3.2.4.3. Sobrecargas em varandas

Os valores característicos das sobrecargas a considerar nas varandas, ou em locais que possam desempenhar funções análogas, são numa faixa de  $1 \text{ m}$  de largura adjacente ao parapeito,  $5,0 \text{ kN/m}^2$ , e na restante superfície, um valor igual ao estabelecido para o compartimento contíguo;

### 3.2.4.4. Sobrecargas em acessos

Os valores característicos das sobrecargas a considerar nos acessos, tais como escadas, rampas, galerias, átrios e corredores, devem ser iguais aos valores adoptados para os



pavimentos a que dão serventia, havendo que respeitar em todos os casos, excepto nos átrios e corredores do interior das habitações, os seguintes valores mínimos:

Em locais privados -  $3,0 \text{ kN/m}^2$

### 3.2.5. Variações de temperatura

Pode ser dispensada a consideração dos efeitos das variações uniformes de temperatura nas estruturas reticuladas cuja maior dimensão em planta não exceda os  $30\text{m}$ . Como a maior dimensão em planta do edifício é de  $29,90\text{m}$  a consideração dos efeitos das variações uniformes de temperatura é dispensada.

## 4. Estado limite de deformação

Os valores limites das deformações a considerar dizem respeito às combinações de acções para os estados limites de utilização.

Nos casos correntes de vigas e lajes de edifícios, a verificação da segurança em relação aos estados limites de deformação poderá limitar-se à consideração de um estado limite definido por uma flecha igual a  $1/400$  do vão para combinações frequentes de acções, porém se a deformação do elemento afectar paredes divisórias, esta flecha não deve ser superior a  $1,5 \text{ cm}$ .

Para as fundações também são estabelecidos valores limites para os seus movimentos. A fim dos movimentos diferenciais das fundações não induzirem deformações na estrutura suportada, são estabelecidos os seguintes limites por Trigo J.F.C. e Freitas J.C. em “Fundações e Estruturas de Suporte”:

Rotação relativa máxima		Assentamento  máximo	Assentamento  diferencial máximo
Deformada côncava	Deformada convexa		
1/500 ( <i>ELUt</i> )	1/1000 ( <i>ELUt</i> )	50 mm <sup>a</sup>	20 mm <sup>a</sup>
1/300 ( <i>ELU</i> )	1/600 ( <i>ELU</i> )		

<sup>a</sup> Estruturas normais com fundações isoladas

Podem ser aceitáveis maiores assentamentos, totais ou diferenciais, desde que as rotações relativas se situem dentro dos limites aceitáveis e que os assentamentos totais não originem problemas nas condutas e cabos que entrem na estrutura, ou causem desvios na vertical.

Tabela 8 – Valores limite da deformação estrutural e dos movimentos da fundação

### 5. Combinação de Acções

#### 5.1. Verificação de segurança. / Combinação de acções

A verificação da segurança de acordo com os critérios gerais de verificação de segurança (RSAEEP capítulo I artº3) pode ser feita:

Em termos de estados limites, comparando os valores dos parâmetros por meio dos quais são definidos esses estados (extensões, deformações, largura de fendas) com os valores que tais parâmetros assumem devido às acções aplicadas;

Em termos de acções, comparando os valores das acções aplicadas com os valores das acções do mesmo tipo e configuração que conduzem à ocorrência dos estados limites;

Em termos de grandezas relacionáveis com as acções e com os parâmetros que definem os estados limites, comparando os valores que tais grandezas assumem quando obtidos a partir das acções com os valores que assumem quando obtidos a partir dos valores dos parâmetros que definem os estados limites. As grandezas escolhidas são, em geral, esforços ou tensões;

A verificação de segurança em relação aos estados limites últimos de resistência que não envolvem fadiga deve em geral ser feita em termos de esforços.

A verificação da segurança em termos de esforços consiste em satisfazer a condição seguinte:

$$S_d \leq R_d$$

Em que:

$S_d$  – Valor de cálculo do esforço actuante;

$R_d$  – Valor de cálculo do esforço resistente;

Valor de cálculo dos esforços actuantes para verificação da segurança, no caso de considerar linear a relação entre as acções e os esforços, devem ser obtidos considerando as regras de combinação seguinte:

- Combinações fundamentais

Em geral:

$$S_d = \sum_{i=1}^m \gamma_{gi} S_{Gik} + \gamma_q \left[ S_{Qlk} + \sum_{j=2}^n \psi_{0j} S_{Qjk} \right]$$

Em que:

$S_{Gik}$  – Esforço resultante de uma acção permanente, tomada com o seu valor característico;

$S_{Qik}$  – Esforço resultante de acção variável como acção base da combinação, tomada com o seu valor característico ( $S_{EK}$  no caso de acção sísmica);

$S_{Qjk}$  – Esforço resultante de uma acção variável distinta da acção base, tomada com o seu valor característico;

$\gamma_{gi}$  – Coeficiente de segurança relativo às acções permanentes;

$\gamma_{qi}$  – Coeficiente de segurança relativo às acções variáveis;

$\psi_{0j}$ ,  $\psi_{2j}$  – Coeficientes  $\psi$  correspondentes à acção variável de ordem  $j$ ;

- Coeficientes de segurança

$\gamma_g = 1,5$  – No caso de a acção permanente em causa ter efeito desfavorável;

$\gamma_g = 1,0$  – No caso contrario;

$\gamma_q = 1,5$  – Para todas as acções variáveis;

As combinações de acções a considerar no cálculo serão:

- Estado Limite Ultimo de Resistência

Acção base	Combinação
Sobrecarga	$S_d = 1,5 \times (S_{Gk} + S_{Qk} + 0,4 \times S_{Wk})$
Vento	$S_d = 1,5 \times (S_{Gk} + S_{Wk} + 0,4 \times S_{Qk})$
Sismo	$S_d = 1,0 \times (S_{Gk} + 0,2 \times S_{Qk}) + 1,5 \times S_{EK}$

Tabela 9 – Combinação de acções E.L.U. para garagem

Acção base	Combinação
Sobrecarga	$S_d = 1,5 \times (S_{Gk} + S_{Qk} + 0,4 \times S_{Wk})$
Vento	$S_d = 1,5 \times (S_{Gk} + S_{Wk} + 0,4 \times S_{Qk})$
Sismo	$S_d = 1,0 \times (S_{Gk} + 0,2 \times S_{Qk}) + 1,5 \times S_{Ek}$

Tabela 10 – Combinação de acções E.L.U. para habitação

Acção base	Combinação
Sobrecarga	$S_d = 1,5 \times (S_{Gk} + S_{Qk})$
Vento	$S_d = 1,0 \times S_{Gk} + 1,5 \times S_{Wk}$
Sismo	$S_d = 1,0 \times S_{Gk} + 1,5 \times S_{Ek}$

Tabela 11 – Combinação de acções E.L.U. para cobertura

- Estados Limites de Utilização

Acção base	Combinação Rara
Sobrecarga	$S_d = S_{Gk} + S_{Qk} + 0,3 \times (S_{Wk} + S_{Ek})$
Vento	$S_d = S_{Gk} + S_{Wk} + 0,3 \times (S_{Qk} + S_{Ek})$
Sismo	$S_d = S_{Gk} + S_{Ek} + 0,3 \times (S_{Wk} + S_{Qk})$

Tabela 12 – Combinação Rara de acções para habitação e garagem

Acção base	Combinação Frequente
Sobrecarga	$S_d = S_{Gk} + 0,3 \times S_{Qk} + 0,2 \times (S_{Wk} + S_{Ek})$
Vento	$S_d = S_{Gk} + 0,3 \times S_{Wk} + 0,2 \times (S_{Qk} + S_{Ek})$
Sismo	$S_d = S_{Gk} + 0,3 \times S_{Ek} + 0,2 \times (S_{Wk} + S_{Qk})$

Tabela 13 – Combinação Frequente de acções para habitação e garagem

Acção base	Combinação Quase Permanente
Sobrecarga	$S_d = S_{Gk} + 0,2 \times (S_{Qk} + S_{Wk} + S_{Ek})$
Vento	$S_d = S_{Gk} + 0,2 \times (S_{Qk} + S_{Wk} + S_{Ek})$
Sismo	$S_d = S_{Gk} + 0,2 \times (S_{Qk} + S_{Wk} + S_{Ek})$

Tabela 14 – Combinação Quase Permanente de acções para habitação e garagem

Acção base	Combinação Rara
Sobrecarga	$S_d = S_{Gk} + S_{Qk}$
Vento	$S_d = S_{Gk} + S_{wk}$
Sismo	$S_d = S_{Gk} + S_{Ek}$

Tabela 15 – Combinação Rara de acções para cobertura

Acção base	Combinação Frequente
Sobrecarga	$S_d = S_{Gk}$
Vento	$S_d = S_{Gk}$
Sismo	$S_d = S_{Gk}$

Tabela 16 – Combinação Frequente de acções para cobertura

Acção base	Combinação Quase Permanente
Sobrecarga	$S_d = S_{Gk}$
Vento	$S_d = S_{Gk}$
Sismo	$S_d = S_{Gk}$

Tabela 17 – Combinação Quase Permanente de acções para cobertura

## 5.2. Cálculo das acções

Dispõe-se a seguir um quadro resumo das sobrecargas adoptadas para o cálculo das diferentes combinações de acções a actuar nas lajes.

Sobrecargas		$kN/m^2$
Coberturas	Coberturas Ordinárias	0,3
	Terraços não acessíveis	1,0
Pavimentos	Compartimentos destinados à utilização de carácter privado	2,0
	Garagens particulares para automóveis ligeiros	4,0
Varandas	Faixa de 1 m de largura adjacente ao parapeito	5,0
Acessos	Escadas, átrios e corredores	3,0

Tabela 18 – Resumo das sobrecargas

As acções permanentes que se consideram a actuar nas lajes para além do peso próprio são:

Restantes Cargas Permanentes	
Cobertura	$3,10 \text{ kN/m}^2$
Habitações	$3,25 \text{ kN/m}^2$
Corredores	$3,25 \text{ kN/m}^2$
Consolas	$1,60 \text{ kN/m}^2$
Garagem	$1,60 \text{ kN/m}^2$
Escadas	$1,40 \text{ kN/m}^2$

Tabela 19 – Acções permanentes a actuar nas lajes

A combinação de acções foi efectuada de acordo com o anteriormente descrito para cada tipo de laje, e utilizando as expressões anteriormente referidas. Como esta combinação de acções é para o pré-dimensionamento dos elementos estruturais, foi considerado o estado limite último.

Combinação de acções	
Lajes cobertura	$6,15 \text{ kN/m}^2$
Lajes de habitação	$7,88 \text{ kN/m}^2$
Lajes de garagem	$8,48 \text{ kN/m}^2$
Varandas	$9,90 \text{ kN/m}^2$
Corredores	$9,38 \text{ kN/m}^2$
Escadas	$6,60 \text{ kN/m}^2$

Tabela 20 – Resumo das combinações de acções para cada tipo de laje

### 6. Solução estrutural

As plantas seguintes ilustram a solução estrutural.

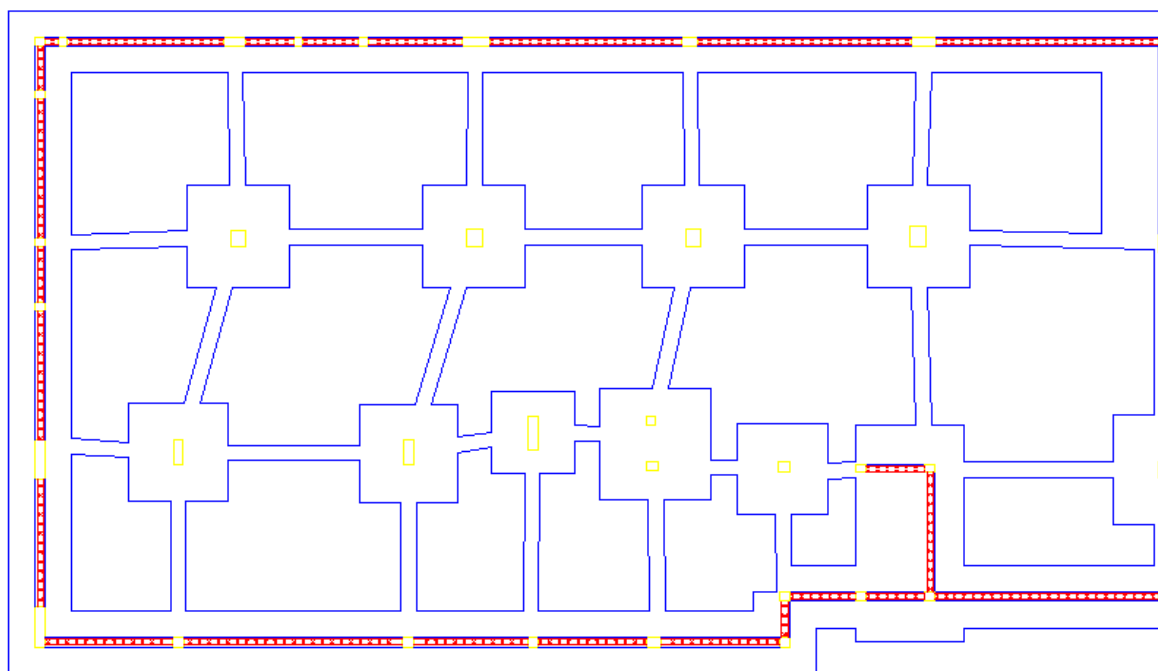


Figura 17 – Planta de Fundação

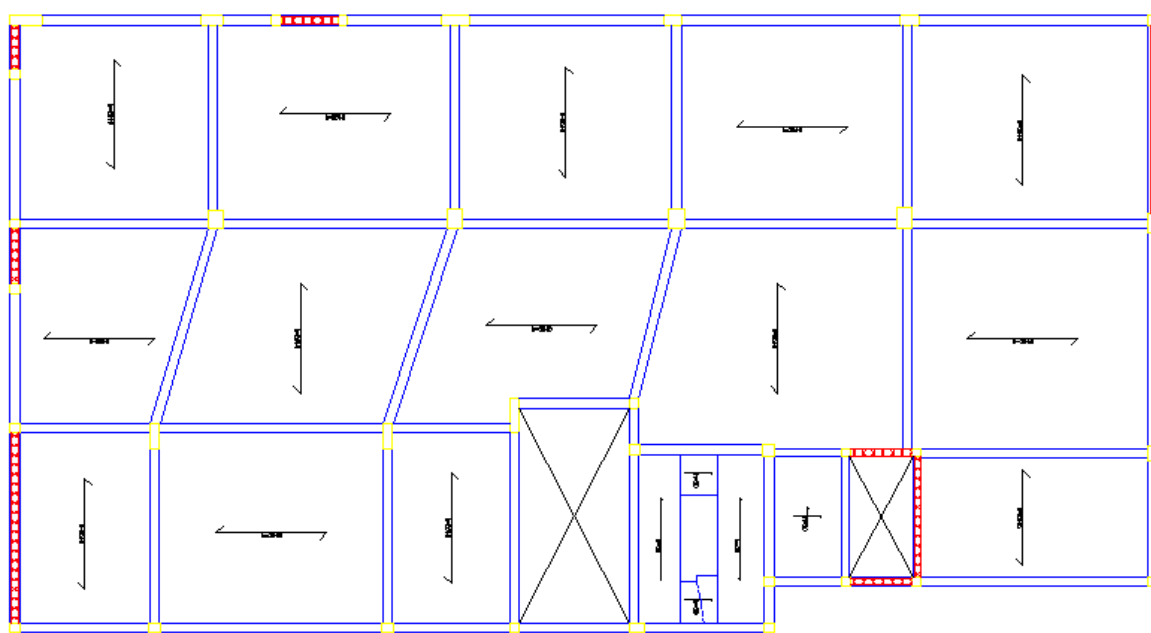


Figura 18 – Planta do r/chão



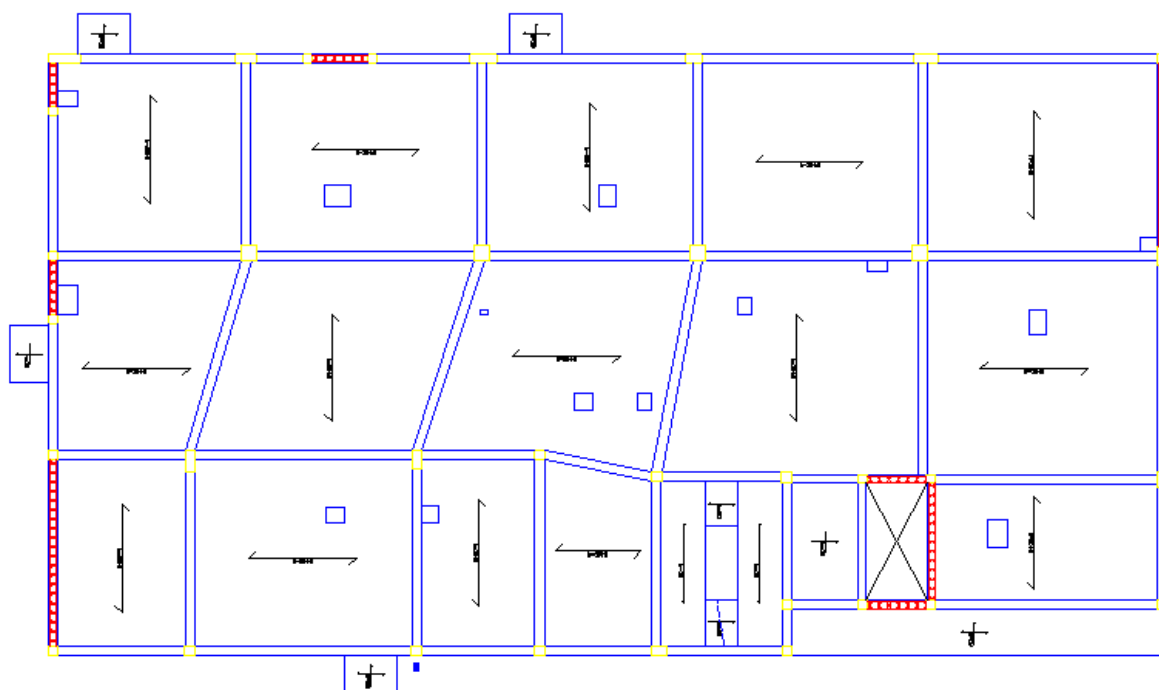


Figura 19 – Planta do piso 1 ao piso 5

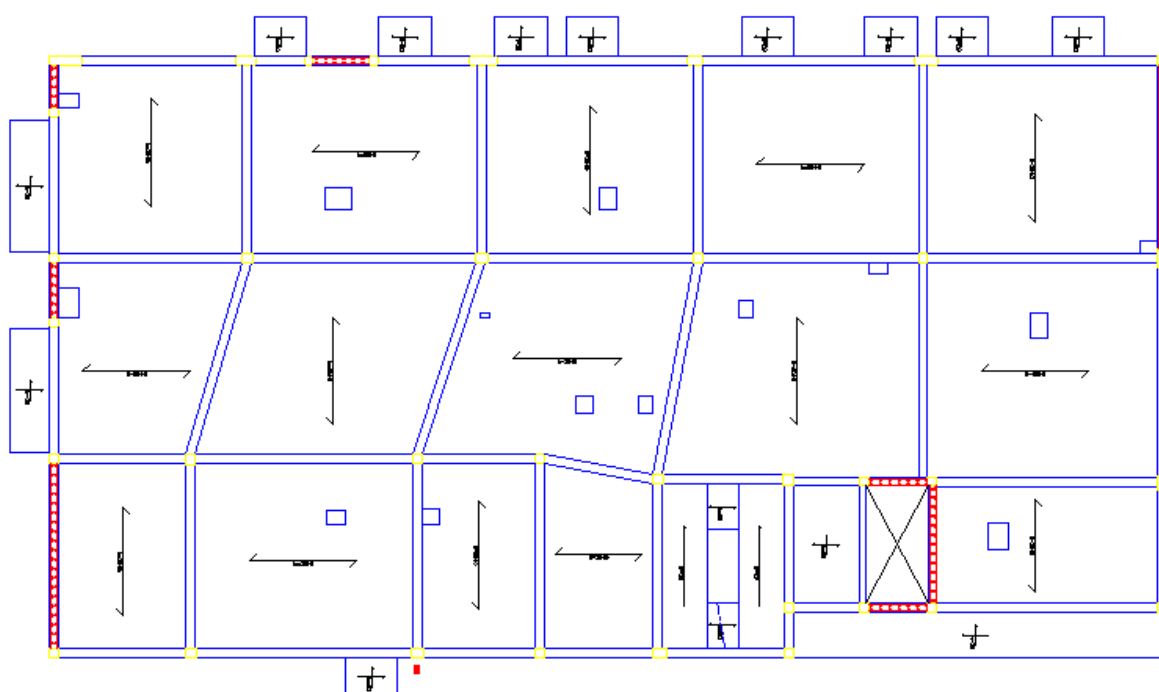


Figura 20 – Planta do piso 6

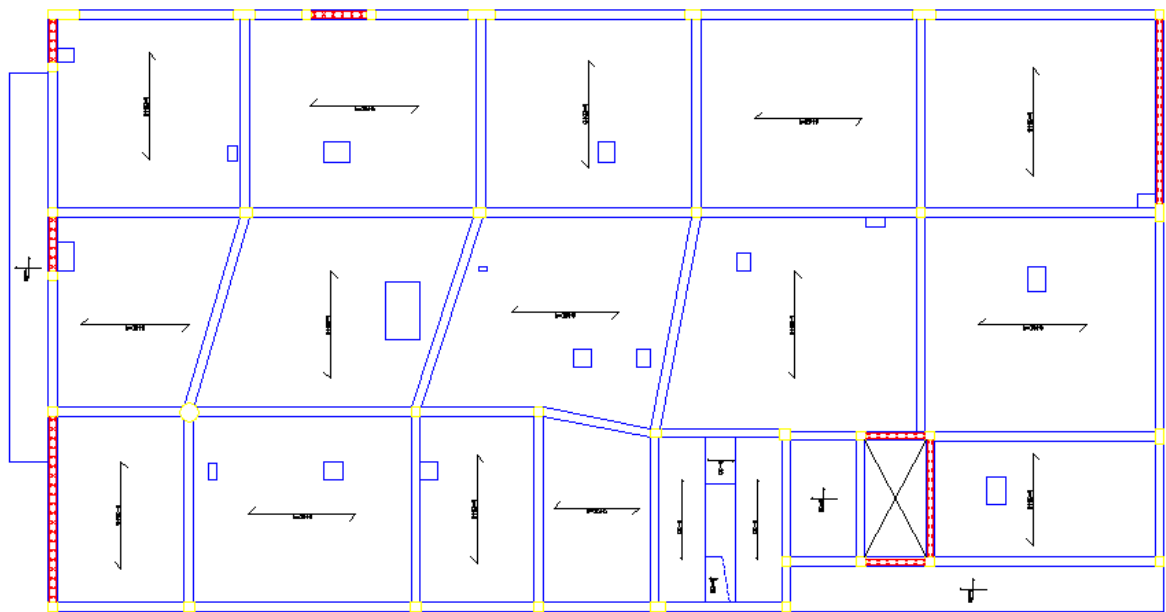


Figura 21 – Planta da cobertura

### 7. Pré-Dimensionamento

Para se proceder a uma análise no que diz respeito ao comportamento elástico da estrutura é necessário conhecer antecipadamente as secções transversais dos diversos elementos estruturais. Assim, antes de se proceder ao cálculo dos esforços que servirão de base ao dimensionamento das armaduras é necessário efectuar um pré-dimensionamento dos elementos estruturais do edifício, tendo como objectivo obter o peso e rigidez destes elementos. Uma vez que os esforços finais são dependentes das dimensões que são atribuídas aos elementos, o seu pré-dimensionamento justifica-se, pelo que a sua incorrecta realização pode levar a alterações significativas nas secções e a análise forçosamente repetida. É feito o pré-dimensionamento, seguindo a sequência normal, das lajes, vigas e pilares.

#### 7.1. Lajes

### 7.1.1. Lajes Maciças

As lajes maciças são peças que trabalham fundamentalmente á flexão e cuja maior dimensão ou largura excede 5 vezes a espessura:

$$b \geq 5h$$

Para além de pavimentos, as lajes maciças são utilizadas usualmente, por exemplo, em escadas e varandas.

#### 7.1.1.1. Espessura mínima face à deformação

A espessura mínima das lajes pode ser obtida pela seguinte fórmula:

$$\frac{l_i}{h} \leq 30 \eta$$

Em que:

$h$  – Espessura da laje;

$l_i = \alpha l$  – Vão equivalente da laje, sendo  $l$  o vão teórico e  $\alpha$  um coeficiente cujos valores são dados no quadro abaixo;

$\eta$  – Coeficiente que, consoante o tipo de aço utilizado, toma os seguintes valores:

$$A235 - \eta = 1,4$$

$$A400 - \eta = 1,0$$

$$A500 - \eta = 0,8$$

Tipo de laje	$\alpha$
Simplesmente apoiada, armada numa só direcção	1,0
Duplamente encastrada, armada numa só direcção	0,6
Apoiada num bordo e encastrada no outro, armada numa só direcção	0,8
Em consola, armada numa só direcção	2,4
Simplesmente apoiada, armada em duas direcções	0,7
Duplamente encastrada, armada em duas direcções	0,5

Tabela 21 – Valores do coeficiente  $\alpha$

Para efectuar o pré-dimensionamento apenas foram analisadas as secções mais condicionantes, isto é as que são mais solicitadas e possuem maior vão.

Lajes	Vão (m)	Condição Apoio ( $\alpha$ )	$H_{min}$ (m)
Varandas	1,20	2,40	0,10
Escadas	4,40	1,00	0,15

Tabela 22 – Espessura mínima das lajes maciças face à deformação

### 7.1.1.2. Espessura mínima face aos esforços

A espessura mínima das lajes pode ser obtida através da verificação da segurança aos estados limites últimos de flexão. Após calculadas as combinações fundamentais para os estados limites últimos procede-se ao cálculo dos esforços a que a laje está sujeita e de seguida à sua altura mínima através de:

$$\mu = \frac{M_{sd}}{bd^2f_{cd}}$$

Para um bom compromisso do betão:

$$0,10 \leq \mu \leq 0,20$$

A espessura mínima da laje vem de:

$$h_{min} = d + 0,03$$

Para efectuar o pré-dimensionamento apenas foram analisadas as secções mais condicionantes, isto é as que são mais solicitadas e possuem maior vão.

Lajes	Vão (m)	$M_{sd}$ (kN.m)	$\mu$	$H_{min}$ (m)	H (m)	Pplaje (kN/m <sup>2</sup> )
Varandas	1,20	7,02	0,15	0,08	0,20	5,00
Escadas	4,40	13,07	0,15	0,10	0,20	5,00

Tabela 23 – Espessura mínima das lajes maciças face aos esforços e espessura final das lajes

### 7.1.2. Lajes aligeiradas

Pode-se definir que estas lajes são constituídas por nervuras dispostas de uma direcção ortogonal, solidarizadas por uma lajeta de compressão, podendo conter blocos de cofragem incorporados entre as nervuras como se trata no presente trabalho. A função dos blocos é retirar algum peso à laje.

Todo o pré-dimensionamento foi efectuado manualmente. Com o auxílio do programa de cálculo de lajes aligeiradas da empresa FAPREL foram dimensionadas e escolhidas as lajes a utilizar no edifício.

### 7.1.2.1. Espessura mínima face à deformação

A espessura das lajes aligeiradas deve satisfazer as condições indicadas para as lajes maciças. Que resulta em:

Lajes	Vão (m)	Condições Apoio ( $\alpha$ )	$H_{min}$ (m)
Lajes cobertura	6,35	0,60	0,13
Lajes de habitação	6,15	0,80	0,16
Lajes de garagem	6,15	0,80	0,16
Corredores	6,35	0,60	0,13

Tabela 24 – Espessura mínima das lajes aligeiradas

### 7.1.2.2. Espessura mínima da lajeta

A espessura da lajeta, no caso de existirem blocos de cofragem incorporados, não deve ser inferior  $4\text{ cm}$  a ou a  $3\text{ cm}$  consoante a distância entre faces de nervuras exceder ou não  $50\text{ cm}$ .

### 7.1.3. Escolha de lajes FAPREL

Com o apoio do programa de cálculo de lajes aligeiradas da FAPREL, procedi ao cálculo das lajes aligeiradas.

## 7.1.3.1. Laje de Garagem

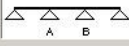
**Cálculo de Lajes - Faprel**  
Arquivo Ver Tabelas Ajuda

**Designação** L2  
**Vão (m)** 6.15

**Altura Total**  
☐ Mais Económica  
☐ Verificar Altura Mínima  
☒ Fixa (cm) 25

**Materiais**  
 Aços Tarugos A500  
 Aços Distribuição A500  
 Betão Compressão C25/30

**Acções Uniformemente Distribuídas KN/m<sup>2</sup>**  
**Permanentes**  
 Revestimento 1.60  
 Divisórias 0.00  
 Outras 0.00  
**Variáveis**  
 Sobrecarga Regulamentar - R.S.A. Garagens para Automóveis Ligeiros Particulares 4.00  $\Psi_k$  0.70  
 Outras Valor 0.00  $\Psi_k$  0.70

**Condições de Apoio**  
 Encastrada ou Contínua  Msd = pl<sup>2</sup>/9

Acções Concentradas Cálculo Sair

Figura 22 – Introdução de dados da laje de garagem no programa de cálculo da Faprel

**Resultados - Faprel**

**Acções KN/m<sup>2</sup>**  
 p.p = 3.79  
 Revestimento = 1.60  
 Divisórias = 0.00  
 Outras = 0.00  
 Sobrecarga = 4.00  
 Outras = 0.00

**Acções de Cálculo KN/m<sup>2</sup>**  
 Sdu = 14.08  
 Sdf = 8.19

**Forças Concentradas KN/m**  
 F1 = 0.00  
 F2 = 0.00  
 F3 = 0.00

**E. L. Último**  
 Msd = 59.19 Mrd = 59.90  
 Vsd = 43.31 Vrd = 37.20  
 Emaciçar Apoios = 0.43 m

**E.L. Fendilhação**  
 Mfctk = 34.42 Mfctk = 36.00

**Resultados**  
 Laje - V5-BN24X20-25 Ver  
 Altura 20 + 5 = 25 cm  
 Vão - 6.15

**Estado Limite de Deformação**  
 Com Div. fmax = 1.50 cm El = 20390 finst = 0.61 cm  
 Vão / 400 = 1.54 cm <KN m<sup>2</sup> / m> flp = 1.41 cm

**Aço Apoios**  
 Msd = 7.40 KNm/m  
 A500 - 1.36 cm<sup>2</sup>/m  
 ç 8 af 0.25 até 0.61 m

**Aço Tarugos**  
 A500 - 1.41 cm<sup>2</sup> / tar  
 2 tarugos af 2.1 m  
 2 ç 10 / tar

**Aço Distribuição**  
 A500 - 1.36 cm<sup>2</sup>/m  
 Malhasol - AR42

**Estimativa de Preço**  
 Preço s/ Betão = 9.89 € / m<sup>2</sup> S / IVA  
 Preço c/ Betão = 12.78 € / m<sup>2</sup> S / IVA

**Betão**  
 C25/30  
 Litros / m<sup>2</sup> = 96.2

Anterior Proxima  
 Cancelar OK

Figura 23 – Solução de laje de garagem do programa de cálculo da Faprel

Nesta laje para verificar a segurança em relação ao esforço transversal uma vez que o esforço actuante é de  $Vsd = 43,31 \text{ kN}$  e o esforço resistente é de  $Vrd = 37,20 \text{ kN}$ , é necessário emaciçar os apoios até a uma distância de  $0,43 \text{ m}$  desde o apoio.

## 7.1.3.2. Lajes Habitação

**Cálculo de Lajes - Faprel**  
Arquivo Ver Tabelas Ajuda

**Designação** L3  
**Vão (m)** 6.15

**Altura Total**  
☐ Mais Económica  
☐ Verificar Altura Mínima  
☒ Fixa (cm) 25

**Materiais**  
 Aços Tarugos A500  
 Aços Distribuição A500  
 Betão Compressão C25/30

**Acções Uniformemente Distribuídas KN/m<sup>2</sup>**  
**Permanentes**  
 Revestimento 1.65  
 Divisórias 1.60  
 Outras 0.00  
**Variáveis**  
 Sobrecarga Regulamentar - R.S.A.  
 Habitações 2.00  $\Psi_k$  0.30  
 Outras Valor 0.00  $\Psi_k$  0.30

**Condições de Apoio**  
 Encastrada ou Contínua  
 Diagrama de apoio: A B  
 Msd = pl<sup>2</sup>/9

Acções Concentradas Cálculo Sair

Figura 24 – Introdução de dados da laje de habitação no programa de cálculo da Faprel

**Resultados - Faprel**

**Acções KN/m<sup>2</sup>**  
 p.p = 3.79  
 Revestimento = 1.65  
 Divisórias = 1.60  
 Outras = 0.00  
 Sobrecarga = 2.00  
 Outras = 0.00

**Acções de Cálculo KN/m<sup>2</sup>**  
 Sdu = 13.56  
 Sdf = 7.64

**Forças Concentradas KN/m**  
 F1 = 0.00  
 F2 = 0.00  
 F3 = 0.00

**E. L. Último**  
 Msd = 56.99 Mrd = 59.90  
 Vsd = 41.70 Vrd = 37.20  
 Emaciçar Apoios = 0.33 m

**E.L.Fendilhação**  
 Mfctk = 32.11 Mfctk = 36.00

**Resultados**  
 Laje - V5-BN24X20-25 Ver  
 Altura 20 + 5 = 25 cm  
 Vão - 6.15

**Estado Limite de Deformação**  
 Com Div. fmax = 1.50 cm EI = 20390 finst = 0.57 cm  
 Vão / 400 = 1.54 cm <KN m<sup>2</sup> / m> flp = 1.62 cm

**Aço Apoios**  
 Msd = 7.12 KN/m  
 A500 - 1.36 cm<sup>2</sup>/m  
 Ø 8 af 0.25 até 0.61 m

**Aço Tarugos**  
 A500 - 1.36 cm<sup>2</sup> / tar  
 2 tarugos af 2.1 m  
 2 Ø 10 / tar

**Aço Distribuição**  
 A500 - 1.36 cm<sup>2</sup>/m  
 Malhasol - AR42

**Estimativa de Preço**  
 Preço s/ Betão = 9.89 € / m<sup>2</sup> S / IVA  
 Preço c/ Betão = 12.78 € / m<sup>2</sup> S / IVA

**Betão**  
 C25/30  
 Litros / m<sup>2</sup> = 96.2

Anterior Proxima  
 Cancelar OK

Figura 25 – Solução de laje de habitação do programa de cálculo da Faprel

Nesta laje para verificar a segurança em relação ao esforço transversal uma vez que o esforço actuante é de  $Vsd = 41,70 \text{ kN}$  e o esforço resistente é de  $Vrd = 37,20 \text{ kN}$ , é necessário emaciçar os apoios até a uma distância de  $0,33 \text{ m}$  desde o apoio.



## 7.1.3.3. Lajes Corredores

**Cálculo de Lajes - Faprel**  
Arquivo Ver Tabelas Ajuda

**Designação** L4  
**Vão (m)** 6.35

**Altura Total**  
☐ Mais Económica  
☐ Verificar Altura Mínima  
☒ Fixa (cm) 25

**Materiais**  
 Aços Tarugos A500  
 Aços Distribuição A500  
 Betão Compressão C25/30

**Acções Uniformemente Distribuídas KN/m<sup>2</sup>**  
**Permanentes**  
 Revestimento 1.65  
 Divisórias 1.60  
 Outras 0.00  
**Variáveis**  
 Sobrecarga Regulamentar - R.S.A. Acessos 3.00  $\Psi_k$  0.30  
 Outras Valor 0.00  $\Psi_k$  0.30

**Condições de Apoio**  
 Encastrada ou Contínua  
 Msd =  $pl^2/9$

Acções Concentradas Cálculo Sair

Figura 26 – Introdução de dados da laje do corredor no programa de cálculo da Faprel

**Resultados - Faprel**

**Acções KN/m<sup>2</sup>**  
 p.p = 3.73  
 Revestimento = 1.65  
 Divisórias = 1.60  
 Outras = 0.00  
 Sobrecarga = 3.00  
 Outras = 0.00

**Acções de Cálculo KN/m<sup>2</sup>**  
 Sdu = 14.97  
 Sdf = 7.88

**Forças Concentradas KN/m**  
 F1 = 0.00  
 F2 = 0.00  
 F3 = 0.00

**E. L. Último**  
 Msd = 67.07 Mrd = 67.10  
 Vsd = 47.53 Vrd = 48.90  
 Emaciçar Apoios = 0.00 m

**E.L. Fendilhação**  
 Mfctk = 35.30 Mfctk = 40.10

**Resultados**  
 Laje - 2V5-BN40X20-25 Ver  
 Altura 20 + 5 = 25 cm  
 Vão - 6.35

**Estado Limite de Deformação**  
 Com Div. fmax = 1.50 cm EI = 22336 finst = 0.61 cm  
 Vão / 400 = 1.59 cm <KN m<sup>2</sup> / m> flp = 1.69 cm

**Aço Apoios**  
 Msd = 8.38 KNm/m  
 A500 - 1.53 cm<sup>2</sup>/m  
 $\phi$  8 af 0.25 até 0.64 m

**Aço Tarugos**  
 A500 - 1.26 cm<sup>2</sup> / tar  
 3 tarugos af 1.6 m  
 2  $\phi$  10 / tar

**Aço Distribuição**  
 A500 - 1.53 cm<sup>2</sup>/m  
 Malhasol - AR46

**Estimativa de Preço**  
 Preço s/ Betão = 9.96 € / m<sup>2</sup> S / IVA  
 Preço c/ Betão = 12.94 € / m<sup>2</sup> S / IVA

**Betão**  
 C25/30  
 Litros / m<sup>3</sup> = 99.3

Anterior Proxima  
 Cancelar OK

Figura 27 – Solução de laje do corredor do programa de cálculo da Faprel

## 7.1.3.4. Laje de Cobertura

Figura 28 – Introdução de dados da laje de cobertura no programa de cálculo da Faprel

Figura 29 – Solução de laje de cobertura do programa de cálculo da Faprel

Nesta laje para verificar a segurança em relação ao esforço transversal uma vez que o esforço actuante é de  $Vsd = 37,58 \text{ kN}$  e o esforço resistente é de  $Vrd = 37,20 \text{ kN}$ , é necessário emaciar os apoios até a uma distância de  $0,03 \text{ m}$ .

### 7.1.3.5. Solução de lajes aligeiradas

Então para as lajes de garagem, habitação e cobertura a solução de lajes será “V5-BN24X20-25”, e para as lajes de corredor será “2V5-BN40X20-25”, ambas as lajes da marca FAPREL.

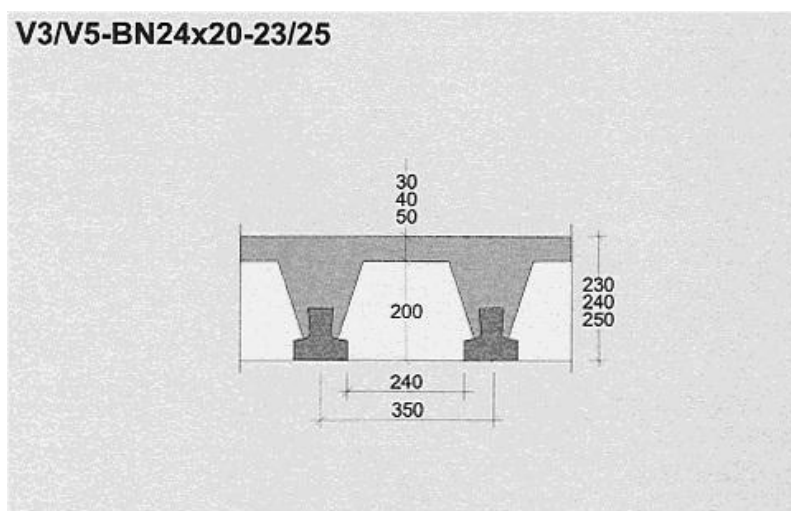


Figura 30 – Laje Faprel V5-BN24X20-25

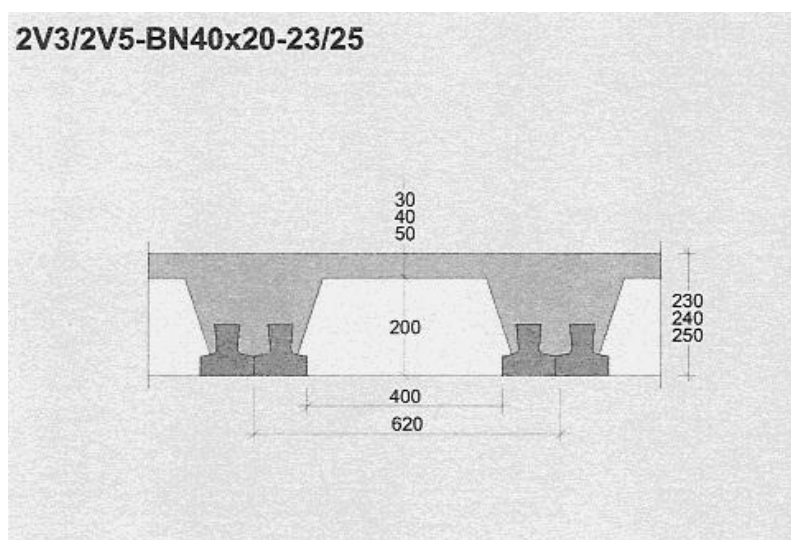


Figura 31 – Laje Faprel 2V5-BN40X20-25

### 7.2. Vigas

As vigas contidas no perímetro exterior, por razões construtivas irão ter uma dimensão de  $0,25 \times 0,45$  [m] e as vigas, V9 e V35, onde se apoiam as lajes de escadas irão ter uma dimensão de  $0,25 \times 0,90$  [m] e  $0,25 \times 1,10$  [m] respectivamente, estas dimensões são necessárias para facilitar o processo construtivo e não havendo assim vigas intermédias entre os pisos apenas para apoiar uma laje de escadas. Logo só interessa estudar as vigas interiores, estando estas também limitadas por razões construtivas a uma altura máxima de 0,45 m.

#### 7.2.1. Altura mínima face à deformação

A altura das vigas de betão armado, deve em geral satisfazer a seguinte condição:

$$\frac{l_i}{h} \leq 20 \eta$$

Em que:

$h$  – Altura da via;

$l_i = \alpha l$  – Vão equivalente da viga, sendo  $l$  o vão teórico e  $\alpha$  um coeficiente cujos valores são dados no quadro abaixo;

$\eta$  – Coeficiente que, consoante o tipo de aço utilizado, toma os seguintes valores:

$$A235 - \eta = 1,4$$

$$A400 - \eta = 1,0$$

$$A500 - \eta = 0,8$$

Condições de apoio da viga	$\alpha$
Simplemente apoiada	1,0
Duplamente encastrada	0,6
Apoiada numa extremidade e encastrada na outra	0,8
Em consola	2,4

Tabela 25 – Valores do coeficiente  $\alpha$

Cálculo da altura mínima das vigas face a deformação

Viga	Vão (m)	$\alpha$	l.i (m)	$H_{min}$ (m)
1	6,15	0,8	4,92	0,25
2	5,90	0,6	3,54	0,18
3	4,65	0,8	3,72	0,19
4	5,75	0,6	3,45	0,17
5	5,50	0,6	3,30	0,17
6	3,15	1,0	3,15	0,16
7	1,76	0,6	1,06	0,05
8	4,35	1,0	4,35	0,22
10	4,65	1,0	4,65	0,23
11	4,45	0,8	3,56	0,18
13	4,40	1,0	4,40	0,22
14	5,40	0,6	3,24	0,16
16	4,80	1,0	4,80	0,24
17	3,05	0,6	1,83	0,09
18	4,45	0,8	3,56	0,18
19	5,35	0,6	3,21	0,16
20	4,15	0,8	3,32	0,17
21	5,85	0,6	3,51	0,18
22	5,85	0,6	3,51	0,18
23	4,45	0,8	3,56	0,18
24	5,30	0,6	3,18	0,16
25	4,15	0,8	3,32	0,17
26	4,90	0,8	3,92	0,20
27	3,40	0,8	2,72	0,14
47	2,90	0,6	1,74	0,09

Tabela 26 – Altura mínima das vigas face à deformação

### 7.2.2. Altura mínima face aos esforços

A altura mínima das vigas pode ser obtida através da verificação da segurança aos estados limites últimos de flexão. Após calculadas as combinações fundamentais para os estados limites últimos procede-se ao cálculo dos esforços a que a viga está sujeita e de seguida à sua altura mínima através de:

$$\mu = \frac{M_{sd}}{bd^2f_{cd}}$$

Para um bom compromisso do betão:

$$0,20 \leq \mu \leq 0,30$$

A altura mínima da viga vem de:

$$h_{min} = d + 0,03$$

## Projecto de Estabilidade de um Edifício de Habitação Multifamiliar

Dimensionamento face a esforços das vigas da cobertura:

Viga	Vão das lajes (m)	Carga das lajes ( $kN/m^2$ )	Msd ( $kN.m$ )	$\mu$ eco.	B (m)	H (m)
1	2,53	8,57	81,80	0,25	0,25	0,40
2	1,55	8,57	46,21	0,25	0,25	0,35
3	2,89	8,57	53,43	0,25	0,25	0,35
4	3,08	8,57	87,08	0,25	0,25	0,40
5	2,88	8,57	62,07	0,25	0,25	0,35
6	0,87	8,57	9,24	0,25	0,25	0,25
7	1,58	5,00	2,04	0,25	0,25	0,25
8	1,77	5,00	13,96	0,25	0,25	0,30
10	2,89	8,57	53,43	0,25	0,25	0,35
11	2,97	8,57	41,91	0,25	0,25	0,35
13	1,43	8,57	23,71	0,25	0,25	0,30
14	2,53	8,57	52,55	0,25	0,25	0,35
16	1,43	8,57	35,27	0,25	0,25	0,35
17	2,48	8,57	16,47	0,25	0,25	0,30
18	3,03	8,57	51,31	0,25	0,25	0,35
19	2,97	8,57	60,57	0,25	0,25	0,35
20	2,92	8,57	43,00	0,25	0,25	0,35
21	2,55	8,57	62,16	0,25	0,25	0,35
22	2,55	8,57	62,16	0,25	0,25	0,35
23	3,03	8,57	51,31	0,25	0,25	0,35
24	2,05	8,57	41,00	0,25	0,25	0,35
25	2,92	8,57	43,00	0,25	0,25	0,35
26	2,53	8,57	51,93	0,25	0,25	0,35
27	2,48	8,57	24,55	0,25	0,25	0,30

Tabela 27 – Dimensões mínimas das vigas da cobertura face aos esforços

Dimensionamento face a esforços das vigas de habitação:

Viga	Vão das lajes (m)	Carga das lajes ( $kN/m^2$ )	Msd ( $kN.m$ )	$\mu$ eco.	B (m)	H (m)
1	2,53	13,19	125,92	0,25	0,25	0,45
2	1,55	13,19	71,14	0,25	0,25	0,40
3	2,89	13,19	82,25	0,25	0,25	0,40
4	3,08	13,19	134,05	0,25	0,25	0,45
5	2,88	14,60	105,78	0,25	0,25	0,45
6	0,87	14,25	15,38	0,25	0,25	0,30
7	1,58	14,25	5,81	0,25	0,25	0,25
8	1,77	14,25	39,77	0,25	0,25	0,35
10	2,89	13,19	82,25	0,25	0,25	0,40
11	2,97	14,60	71,41	0,25	0,25	0,40
13	1,43	13,19	36,50	0,25	0,25	0,35
14	2,53	13,19	80,90	0,25	0,25	0,40
16	1,43	13,19	54,30	0,25	0,25	0,35
17	2,48	13,19	25,35	0,25	0,25	0,30
18	3,03	13,19	78,98	0,25	0,25	0,40
19	2,97	14,60	103,22	0,25	0,25	0,45
20	2,92	13,19	66,19	0,25	0,25	0,40
21	2,55	14,60	105,93	0,25	0,25	0,45
22	2,55	14,60	105,93	0,25	0,25	0,45
23	3,03	13,19	78,98	0,25	0,25	0,40
24	2,05	13,19	63,12	0,25	0,25	0,40
25	2,92	13,19	66,19	0,25	0,25	0,40
26	2,53	13,19	79,93	0,25	0,25	0,40
27	2,48	13,19	37,80	0,25	0,25	0,35

Tabela 28 – Dimensões mínimas das vigas de habitação face aos esforços



Dimensionamento face a esforços das vigas de garagem:

Viga	Vão das lajes (m)	Carga das lajes ( $kN/m^2$ )	Msd ( $kN.m$ )	$\mu$ eco.	B (m)	H (m)
1	2,53	13,94	133,08	0,25	0,25	0,45
2	1,55	13,94	75,19	0,25	0,25	0,40
3	2,89	13,94	86,93	0,25	0,25	0,40
4	3,08	13,94	141,67	0,25	0,25	0,50
5	2,88	13,94	100,99	0,25	0,25	0,45
6	0,87	13,94	15,04	0,25	0,25	0,30
7	1,58	14,60	5,95	0,25	0,25	0,25
8	1,77	14,25	39,77	0,25	0,25	0,35
10	2,89	13,94	86,93	0,25	0,25	0,40
11	2,97	13,94	68,18	0,25	0,25	0,40
13	1,43	13,94	38,58	0,25	0,25	0,35
14	2,53	13,94	85,50	0,25	0,25	0,40
16	1,43	13,94	57,39	0,25	0,25	0,35
17	2,48	13,94	26,79	0,25	0,25	0,30
18	3,03	13,94	83,47	0,25	0,25	0,40
19	2,97	13,94	98,55	0,25	0,25	0,45
20	2,92	13,94	69,96	0,25	0,25	0,40
21	2,55	13,94	101,14	0,25	0,25	0,45
22	2,55	13,94	101,14	0,25	0,25	0,45
23	3,03	13,94	83,47	0,25	0,25	0,40
24	2,05	13,94	66,71	0,25	0,25	0,40
25	2,92	13,94	69,96	0,25	0,25	0,40
26	2,53	13,94	84,48	0,25	0,25	0,40
27	2,48	13,94	39,95	0,25	0,25	0,35

Tabela 29 – Dimensões mínimas das vigas de garagem face aos esforços

### 7.3. Pilares

#### 7.3.1. Dimensões mínimas

A dimensão mínima da secção transversal dos pilares não deve ser inferior a 20cm. Em qualquer caso, e de acordo com o artigo 64º do RSAEEP, a esbelteza  $\lambda$ , dos pilares não deve exceder os 140.

Os pilares devem ser dimensionados à flexão composta, porém em pré-dimensionamento pode desprezar-se o momento flector  $M_{sd}$  pelo que:

$$N_{rd} = 0,85f_{cd} \times A_c + f_{syd} \times A_s$$

Com:

$A_c$  – Área da secção de betão;

$A_s$  – Área da secção de aço;

$f_{cd}$  – Valor de cálculo da tensão de rotura à compressão do betão;

$f_{syd}$  – Valor de cálculo da tensão de cedência ou da tensão limite convencional de proporcionalidade a 0,2% à tracção do aço das armaduras ordinárias;

Fazendo:

$$N_{rd} = N_{sd}$$

$$A_s \cong 1\%A_c$$

Vem:

$$A_c = \frac{N_{sd}}{0,85f_{cd} + 1\%f_{syd}}$$

## Projecto de Estabilidade de um Edifício de Habitação Multifamiliar

Calculo das dimensões dos pilares:

Pilar	Área Inf. ( $m^2$ )	Nsd Cob. ( $kN$ )	Nsd Hab. ( $kN$ )	Nsd Gar. ( $kN$ )	Nsd Acm. ( $kN$ )	Área Pilar ( $m^2$ )	B ( $m$ )	H ( $m$ )
P1	9,04	77,43	119,19	125,97	932,33	0,05	0,25	0,25
P2	19,29	165,22	254,34	268,81	1989,46	0,11	0,50	0,25
P3	15,85	135,76	208,98	220,87	1634,68	0,09	0,40	0,25
P4	9,96	85,31	131,32	138,79	1027,22	0,06	0,25	0,25
P7	35,51	304,14	468,20	494,83	3662,29	0,21	0,55	0,40
P8	16,68	142,86	219,93	232,44	1720,28	0,10	0,25	0,40
P11	6,66	57,04	87,81	92,81	686,87	0,04	0,25	0,20
P12	14,42	123,51	190,13	200,94	1487,19	0,08	0,30	0,30
P13	15,67	134,21	206,61	218,36	1616,11	0,09	0,25	0,40
P14	34,00	291,21	448,29	473,79	3506,56	0,20	0,50	0,40
P15	17,54	150,23	231,26	244,42	1808,97	0,10	0,25	0,25
P16	8,52	72,97	112,34	118,73	878,70	0,05	0,25	0,40
P17	16,07	137,64	211,88	223,94	1657,37	0,09	0,40	0,25
P18	8,49	72,72	111,94	118,31	875,61	0,05	0,25	0,20
P19	11,83	101,32	155,98	164,85	1220,08	0,07	0,25	0,30
P20	33,63	288,04	443,41	468,63	3468,40	0,20	0,50	0,40
P21	27,46	235,19	362,06	382,66	2832,06	0,16	0,65	0,25
P22	10,98	94,04	144,77	153,01	1132,41	0,06	0,25	0,30
P25	8,73	74,77	115,11	121,65	900,36	0,05	0,25	0,25
P26	30,50	261,23	402,14	425,02	3145,59	0,18	0,50	0,40
P27	27,48	235,37	362,32	382,93	2834,13	0,16	0,65	0,25
P28	11,49	98,41	151,50	160,11	1185,01	0,07	0,25	0,30
P34	10,81	92,59	142,53	150,64	1114,88	0,06	0,30	0,25
P35	5,29	45,31	69,75	73,72	545,58	0,03	0,25	0,25
P36	8,23	-	-	114,69	116,41	0,01	0,25	0,25

Tabela 30 – Dimensões mínimas dos pilares

Há pilares em que é conveniente reduzir a secção a partir do 1º andar do edifício, de modo a reduzir ao mínimo a interferência destes com a arquitectura do edifício. Para tal procede-se a um estudo em que se analisa os pilares em questão, determinando-se as

## Projecto de Estabilidade de um Edifício de Habitação Multifamiliar

secções possíveis de idealizar à medida que a altura do edifício aumenta. Os pilares que irão ser estudados são o P7, P14, P17, P20, P21, P26 e o P27. Note-se que não é razoável alterar a secção dos pilares a cada andar, logo as secções irão ser reduzidas no mínimo a cada dois andares, excepto no caso do pilar P27 que devido a questões arquitectónicas irá ser de secção circular no 6º piso.

	P7				Secção final (m)	
Andar	Nsd Acm. (kN)	Área Pilar (m <sup>2</sup> )	B (m)	H (m)	B (m)	H (m)
6 à Cob.	308,71	0,02	0,07	0,25	0,25	0,25
5 ao 6	783,93	0,04	0,18	0,25		
4 ao 5	1259,15	0,07	0,20	0,35	0,35	0,35
3 ao 4	1734,37	0,10	0,28	0,35		
2 ao 3	2209,59	0,13	0,31	0,40	0,40	0,40
1 ao 2	2684,82	0,15	0,38	0,40		
0 ao 1	3160,04	0,18	0,45	0,40	0,50	0,40
-1 ao 0	3662,29	0,21	0,52	0,40		

Tabela 31 – Estudo da redução da secção do pilar P7

	P14				Secção final (m)	
Andar	Nsd Acm. (kN)	Área Pilar (m <sup>2</sup> )	B (m)	H (m)	B (m)	H (m)
6 à Cob.	295,58	0,02	0,07	0,25	0,25	0,25
5 ao 6	750,59	0,04	0,17	0,25		
4 ao 5	1205,61	0,07	0,19	0,35	0,35	0,35
3 ao 4	1660,62	0,09	0,35	0,35		
2 ao 3	2115,64	0,12	0,30	0,40	0,40	0,40
1 ao 2	2570,65	0,15	0,36	0,40		
0 ao 1	3025,66	0,17	0,43	0,40	0,50	0,40
-1 ao 0	3506,56	0,20	0,50	0,40		

Tabela 32 – Estudo da redução da secção do pilar P14

	P17				Secção final (m)	
Andar	Nsd Acm. (kN)	Área Pilar (m <sup>2</sup> )	B (m)	H (m)	B (m)	H (m)
6 à Cob.	139,70	0,01	0,04	0,20	0,25	0,25
5 ao 6	354,77	0,02	0,10	0,20		
4 ao 5	569,83	0,03	0,13	0,25	0,25	0,25
3 ao 4	784,89	0,04	0,18	0,25		
2 ao 3	999,95	0,06	0,23	0,25	0,30	0,25
1 ao 2	1215,01	0,07	0,27	0,25		
0 ao 1	1430,07	0,08	0,32	0,25	0,90	0,25
-1 ao 0	1654,25	0,09	0,37	0,25		

Tabela 33 – Estudo da redução da secção do pilar P17

	P20				Secção final (m)	
Andar	Nsd Acm. (kN)	Área Pilar (m <sup>2</sup> )	B (m)	H (m)	B (m)	H (m)
6 à Cob.	292,36	0,02	0,05	0,35	0,25	0,35
5 ao 6	742,42	0,04	0,12	0,35		
4 ao 5	1192,49	0,07	0,19	0,35	0,35	0,35
3 ao 4	1642,55	0,09	0,27	0,35		
2 ao 3	2092,61	0,12	0,30	0,40	0,40	0,40
1 ao 2	2542,68	0,14	0,36	0,40		
0 ao 1	2992,74	0,17	0,42	0,40	0,50	0,40
-1 ao 0	3468,40	0,20	0,49	0,40		

Tabela 34 – Estudo da redução da secção do pilar P20

	P21				Secção final (m)	
Andar	Nsd Acm. (kN)	Área Pilar (m <sup>2</sup> )	B (m)	H (m)	B (m)	H (m)
6 à Cob.	238,72	0,01	0,05	0,25	0,25	0,25
5 ao 6	606,21	0,03	0,14	0,25		
4 ao 5	973,70	0,06	0,22	0,25	0,30	0,25
3 ao 4	1341,20	0,08	0,30	0,25		
2 ao 3	1708,69	0,10	0,39	0,25	0,50	0,25
1 ao 2	2076,18	0,12	0,47	0,25		
0 ao 1	2443,67	0,14	0,55	0,25	0,65	0,25
-1 ao 0	2832,06	0,16	0,64	0,25		

Tabela 35 – Estudo da redução da secção do pilar P21

	P26				Secção final (m)	
Andar	Nsd Acm. (kN)	Área Pilar (m <sup>2</sup> )	B (m)	H (m)	B (m)	H (m)
6 à Cob.	265,15	0,02	0,05	0,30	0,25	0,30
5 ao 6	673,33	0,04	0,13	0,30		
4 ao 5	1081,50	0,06	0,17	0,35	0,35	0,35
3 ao 4	1489,67	0,08	0,24	0,35		
2 ao 3	1897,85	0,11	0,27	0,40	0,40	0,40
1 ao 2	2306,02	0,13	0,33	0,40		
0 ao 1	2714,20	0,15	0,38	0,40	0,50	0,40
-1 ao 0	3145,59	0,18	0,44	0,40		

Tabela 36 – Estudo da redução da secção do pilar P26

	P27				Secção final (m)	
Andar	Nsd Acm. (kN)	Área Pilar (m <sup>2</sup> )	B (m)	H (m)	B (m)	H (m)
6 à Cob.	238,90	0,01	D=0,14		Circular D=0,35	
5 ao 6	606,66	0,03	0,14	0,25	0,30	0,25
4 ao 5	974,41	0,06	0,22	0,25		
3 ao 4	1342,17	0,08	0,30	0,25		
2 ao 3	1709,93	0,10	0,39	0,25	0,50	0,25
1 ao 2	2077,69	0,12	0,47	0,25		
0 ao 1	2445,45	0,14	0,55	0,25	0,65	0,25
-1 ao 0	2834,13	0,16	0,64	0,25		

Tabela 37 – Estudo da redução da secção do pilar P27

## 7.3.2. Mobilidade da estrutura

### 7.3.2.1. Classificação da estrutura

A diferenciação entre estruturas-parede e estruturas pórtico pode estabelecer-se a partir da relação entre a rigidez dos elementos verticais e a rigidez dos elementos horizontais, sendo em geral tal relação para as estruturas em pórtico muito inferior à das estruturas-parede.

A relação pode ser objectivada através do parâmetro  $\rho_i$ , definido para o piso  $i$  por:

$$\rho_i = \frac{\sum_m (I_{vmi}/l_{vmi})}{\sum_n (I_{hni}/l_{hni})}$$

Onde:

$I_{vmi}$  – Momento de inércia dos elementos verticais adjacentes ao piso i;

$l_{vmi}$  – Comprimento entre pisos dos elementos verticais adjacentes ao piso i;

$I_{hni}$  – Momento de inercia dos elementos horizontais existentes ao piso i;

$l_{hni}$  – Comprimento dos elementos horizontais existentes no piso i;

O somatório em  $m$  abrange todos os elementos verticais adjacentes ao piso i e o somatório em  $n$  todos os elementos horizontais existentes no mesmo piso que contribuem para a rigidez da estrutura na direcção considerada.

Considera-se que se trata de uma estrutura em pórtico quando os parâmetros  $\rho_i$  dos pisos forem inferiores a 10 e de uma estrutura parede quando forem superiores a 100; nos outros casos trata-se de uma estrutura mista pórtico-parede.

Para se classificar a estrutura é necessário calcular as inércias de todos elementos verticais e horizontais.

Nos quadros seguintes estão os resultados dos cálculos de inércias dos pilares, paredes e vigas.

Pilares	Bx (m)	By (m)	Inércia y ( $m^4$ )	Inércia x ( $m^4$ )
P1	0,25	0,25	3,26E-04	3,26E-04
P2	0,50	0,25	2,60E-03	6,51E-04
P3	0,40	0,25	1,33E-03	5,21E-04
P4	0,25	0,25	3,26E-04	3,26E-04
P5	0,25	0,25	3,26E-04	3,26E-04
P6	0,25	0,25	3,26E-04	3,26E-04
P7	0,55	0,40	5,55E-03	2,93E-03
P8	0,25	0,40	5,21E-04	1,33E-03
P9	0,25	0,25	3,26E-04	3,26E-04
P10	0,25	0,25	3,26E-04	3,26E-04
P11	0,25	0,20	2,60E-04	1,67E-04
P12	0,30	0,30	6,75E-04	6,75E-04
P13	0,25	0,40	5,21E-04	1,33E-03
P14	0,50	0,40	4,17E-03	2,67E-03
P15	0,25	0,20	2,60E-04	1,67E-04
P16	0,25	0,40	5,21E-04	1,33E-03
P17	0,40	0,25	1,33E-03	5,21E-04
P18	0,25	0,20	2,60E-04	1,67E-04
P19	0,25	0,30	3,91E-04	5,63E-04
P20	0,50	0,40	4,17E-03	2,67E-03
P21	0,65	0,25	5,72E-03	8,46E-04
P22	0,25	0,30	3,91E-04	5,63E-04
P23	0,25	0,25	3,26E-04	3,26E-04
P24	0,25	0,25	3,26E-04	3,26E-04
P25	0,25	0,25	3,26E-04	3,26E-04
P26	0,45	0,40	3,04E-03	2,40E-03
P27	0,65	0,25	5,72E-03	8,46E-04
P28	0,25	0,30	3,91E-04	5,63E-04
P29	0,25	0,25	3,26E-04	3,26E-04
P30	0,25	0,25	3,26E-04	3,26E-04
P31	0,25	0,25	3,26E-04	3,26E-04
P32	0,25	0,25	3,26E-04	3,26E-04
P33	0,25	0,25	3,26E-04	3,26E-04
P34	0,30	0,25	5,63E-04	3,91E-04
P35	0,15	0,25	7,03E-05	1,95E-04
P36	0,05	0,25	2,60E-06	6,51E-05

Tabela 38 – Inércias dos Pilares



Paredes	Bx (m)	By (m)	Inercia y ( $m^4$ )	Inercia x ( $m^4$ )
M1	0,25	1,57	1,05E-03	6,45E-02
M2	3,15	0,2	5,21E-01	2,10E-03
M3	0,25	1,57	2,04E-03	8,06E-02
M4	0,25	1,48	1,93E-03	6,75E-02
M5	0,25	0,35	4,56E-04	8,93E-04
M6	1,15	0,25	3,17E-02	1,50E-03
M7	1,45	0,25	6,35E-02	1,89E-03
M8	4,96	0,25	2,54E+00	6,46E-03

Tabela 39 – Inércias das paredes

Vigas com desenvolvimento em X				
Vigas	B (m)	H (m)	Inercia ( $m^4$ )	L (m)
V3	0,25	0,40	1,33E-03	4,65
V4	0,25	0,50	2,60E-03	5,75
V6	0,25	0,30	5,63E-04	3,15
V8	0,25	0,35	8,93E-04	4,35
V10	0,25	0,40	1,33E-03	4,65
V11	0,25	0,40	1,33E-03	4,45
V13	0,25	0,35	8,93E-04	4,40
V16	0,25	0,45	1,90E-03	4,80
V18	0,25	0,30	5,63E-04	4,45
V19	0,25	0,40	1,33E-03	5,35
V20	0,25	0,45	1,90E-03	4,15
V23	0,25	0,45	1,90E-03	4,45
V24	0,25	0,40	1,33E-03	5,30
V25	0,25	0,40	1,33E-03	4,15
V28	0,25	0,35	8,93E-04	4,93
V29	0,25	0,45	1,90E-03	5,55
V30	0,25	0,45	1,90E-03	3,03
V44	0,25	0,45	1,90E-03	3,65
V45	0,25	0,45	1,90E-03	3,39

Tabela 40 – Inércias das vigas com desenvolvimento em X

Vigas com desenvolvimento em Y				
Vigas	B (m)	H (m)	Inercia (m <sup>4</sup> )	L (m)
V1	0,25	0,45	1,90E-03	6,15
V2	0,25	0,40	1,33E-03	5,90
V5	0,25	0,45	1,90E-03	5,50
V7	0,25	0,25	3,26E-04	1,76
V9	0,25	0,90	1,52E-02	3,18
V14	0,25	0,40	1,33E-03	5,40
V15	0,25	0,45	1,90E-03	2,87
V17	0,25	0,35	8,93E-04	3,05
V21	0,25	0,40	1,33E-03	5,85
V22	0,25	0,45	1,90E-03	5,85
V26	0,25	0,40	1,33E-03	4,90
V27	0,25	0,40	1,33E-03	3,40
V31	0,25	0,45	1,90E-03	5,98
V32	0,25	0,45	1,90E-03	5,92
V33	0,25	0,45	1,90E-03	5,69
V34	0,25	0,45	1,90E-03	1,76
V35	0,25	1,10	2,77E-02	3,13
V36	0,25	0,45	1,90E-03	5,05
V37	0,25	0,45	1,90E-03	2,86
V38	0,25	0,45	1,90E-03	3,01
V39	0,25	0,45	1,90E-03	2,46
V40	0,25	0,45	1,90E-03	1,26
V41	0,25	0,45	1,90E-03	5,78
V42	0,25	0,45	1,90E-03	4,20
V43	0,25	0,45	1,90E-03	3,37

Tabela 41 – Inércias das vigas com desenvolvimento em Y

Da aplicação da formula resulta:

Direcção X

$$\rho_i = 95 \rightarrow 10 \leq \rho_i \leq 100$$

Direcção Y

$$\rho_i = 31 \rightarrow 10 \leq \rho_i \leq 100$$

Daqui podemos concluir que a estrutura do edifício trata-se de uma estrutura mista pórtico-parede.

## 7.3.2.2. Encurvadura dos pilares

Consideram-se como estruturas de nós fixos aquelas cujos nós, sob efeito de valores de cálculo das acções, sofrem deslocamentos horizontais de valor desprezável, em caso contrário, as estruturas são consideradas como estruturas de nós móveis.

Do ponto de vista prático pode considerar-se que as estruturas são de nós fixos quando for satisfeita a condição:

$$h_{tot} \sqrt{\frac{\sum N}{\sum EI}} \leq \eta$$

Sendo:

$\eta = 0,2 + 0,1n$  – Para  $n$  (numero de andares) inferior a 4;

$\eta = 0,6$  – Para  $n$  igual ou superior a 4;

Onde:

$h_{tot}$  – altura total da estrutura acima das fundações;

$\sum EI$  – soma dos factores de rigidez de flexão, em fase não fendilhada, de todos os elementos verticais de contraventamento na direcção considerada;

$\sum N$  – soma dos esforços normais ao nível da fundação;

Então:

Número de andares  $n = 8 \rightarrow \eta = 0,6$

$$h_{tot} = 24m$$

Direcção X

$$24 \times \sqrt{\frac{22457}{2,6879 \times 10^6}} = 2,18 > 0,6$$

Na direcção X a estrutura é de nós móveis.

Direcção Y

$$24 \times \sqrt{\frac{22457}{0,7704 \times 10^6}} = 4,1 > 0,6$$

Na direcção Y a estrutura é de nós móveis.

### 7.4. Verificação do centro de massa e do centro de rigidez do edifício

Durante a acção de um sismo considera-se que se o centro de rigidez coincidir com o centro de massa, ou seja a estrutura for simétrica, o comportamento do edifício ao sismo irá ser uniforme não havendo movimentos diferenciais da estrutura, enquanto se a estrutura não for simétrica, ou seja o centro de rigidez e o centro de massa não são coincidentes, os movimentos da estrutura irão ser diferenciais, isto é devido a forças de translação e forças de rotação criadas pela excentricidade entre o centro de massa e o centro de rigidez. É por isso importante que quando a estrutura não for simétrica, estas excentricidades sejam reduzidas ao mínimo possível.

	Coordenada em X	Coordenada em Y
Centro de massa	8,626 m	14,811 m
Centro de rigidez	8,271 m	14,747 m

Tabela 42 – Coordenadas do centro de massa e do centro de rigidez

### 8. Modelo de cálculo 3D

O cálculo estrutural de um edifício é uma tarefa de grande responsabilidade. Dada a evolução da construção e das técnicas construtivas a complexidade das estruturas dos edifícios tem também evoluído de forma crescente, o que obriga os projectistas a utilizarem ferramentas informáticas especializadas que analisem todas as possíveis soluções, realizem o enorme cálculo de operações matemáticas implicadas e oferecem resultados práticos.

#### 8.1. CYPECAD

O CYPECAD foi concebido para realizar o projecto de edifícios de betão armado e mistos (betão e aço), sujeitos a acções verticais e horizontais, com a máxima fiabilidade de cálculo e oferecendo peças desenhadas de qualidade satisfatória.

O mercado apresenta uma variada escolha de programas, o CYPE destaca-se pela sua amplitude de análise de cada caso que é abordado, a multiplicidade de opções que oferece ao projectista, a facilidade de uso e principalmente a sua grande fiabilidade e nasce da necessidade de dar resposta adequada a problemas reais sendo posto à prova continuamente ao ser aplicado nos projectos destes.

##### 8.1.1. Sismo

Um sismo trata-se de um libertação de energia que se propaga através de ondas sísmicas que, ao atingirem a superfície terrestre, transferem parte da sua energia aos materiais que aí se encontram, fazendo-os vibrar.

A análise dos esforços nas estruturas devido actuação destas ondas sísmicas pode ser realizada através de uma análise dinâmica ou de uma análise estática simplificada. O CYPECAD de modo a prever a forma como a estrutura se vai comportar durante um sismo, e quais os esforços a que esta vai estar sujeita, utiliza o método dinâmico baseado numa análise espectral.

### 8.1.2. Definição dos dados da obra

O primeiro passo a efectuado no CYPECAD foi a introdução dos dados gerais da obra, isto é, foram definidas as normas de base para o cálculo, as classes dos materiais nomeadamente do betão e do aço utilizado na estrutura do edifício, as acções a que o edifício está sujeito tais como as acções permanentes e sobrecarga, a acção do vento e a acção sísmica.

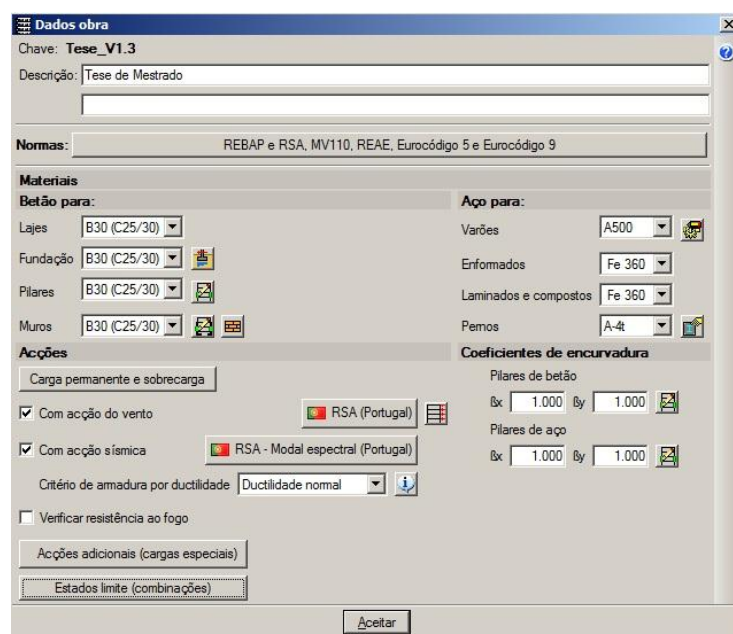


Figura 32 – Dados gerais da obra, CYPECAD

### 8.1.3. Modelação da estrutura 3D

Após definir as plantas estruturais introduziu-se as respectivas geometrias no programa de cálculo CYPECAD.

Por opção as lajes de escadas não foram calculadas no programa CYPECAD, estas foram calculadas manualmente e as cargas decorrentes destas introduzidas nos locais onde estas se apoiam.

De seguida podemos ver uma imagem das fundações do edifício, onde as sapatas de fundação estão representadas a azul-escuro, e a vigas de fundação estão representadas a azul-claro. Como o edifício possui um piso enterrado é necessária contenção periférica de terras.

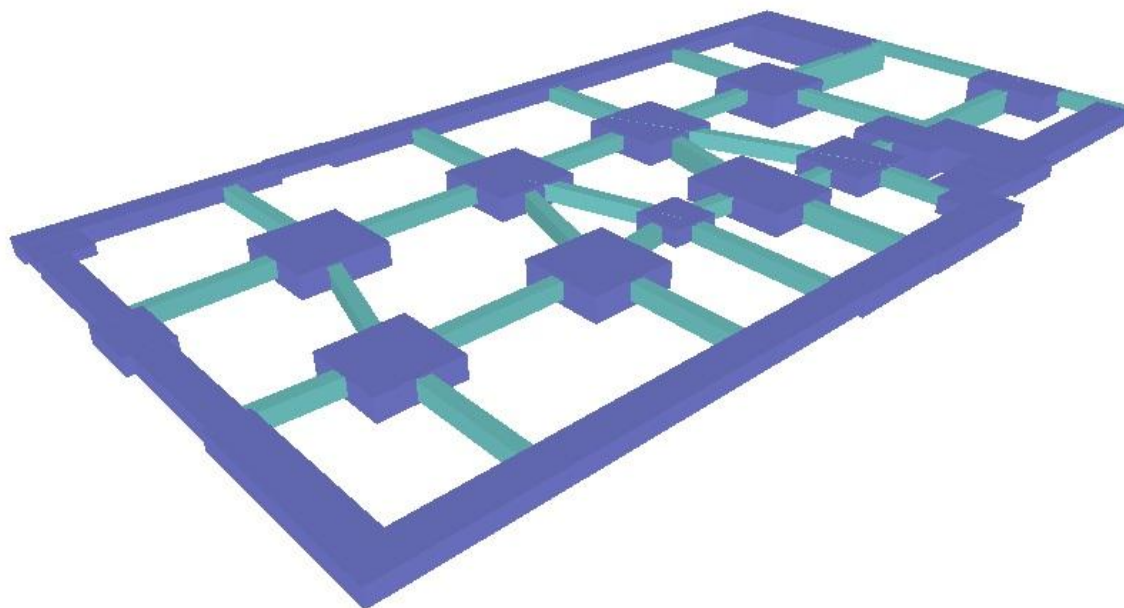


Figura 33 – Pormenor de sapatas e vigas de fundação, CYPECAD

Na seguinte imagem podemos ver os muros de contenção periférica, as lajes aligeiradas representadas a laranja. O CYPECAD contém uma base de dados com as lajes aligeiradas da Faprel pelo que estas foram de fácil introdução.

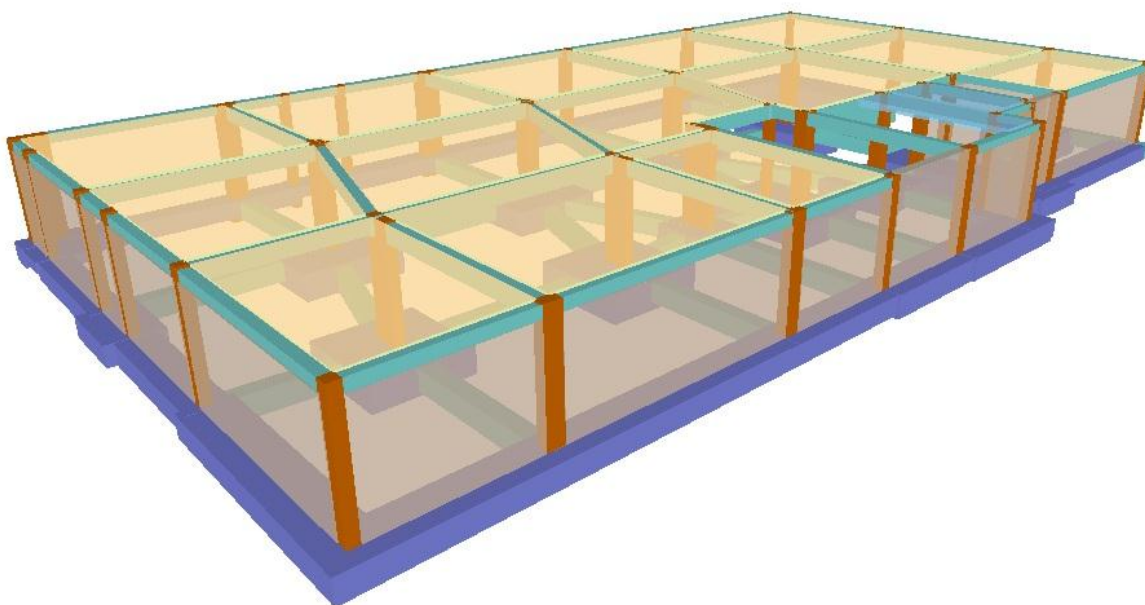


Figura 34 – Pormenor do piso -1, CYPECAD

Em seguida segue-se um conjunto de imagens referentes ao final da modelação 3D do edifício objecto de estudo neste trabalho.

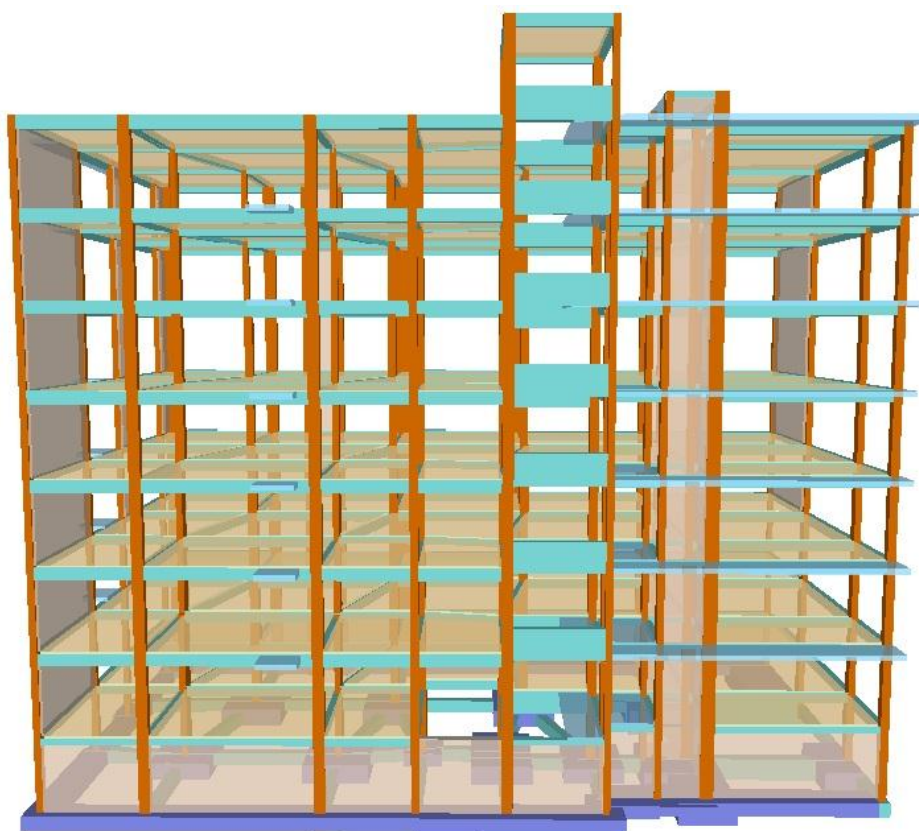


Figura 35 – Alçado frente, CYPECAD



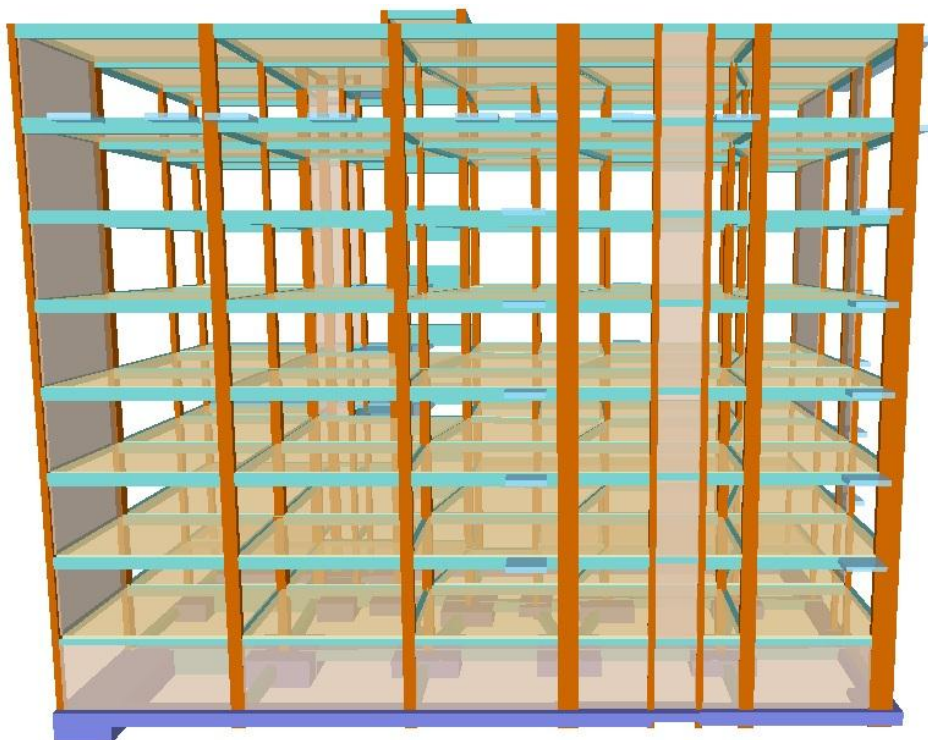


Figura 36 – Alçado traseira, CYPECAD

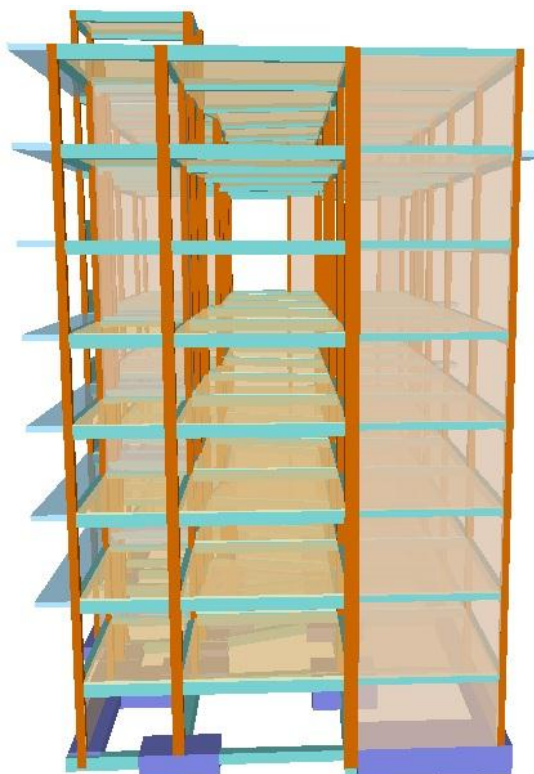


Figura 37 – Alçado direita, CYPECAD



Figura 38 – Alçado esquerda, CYPECAD

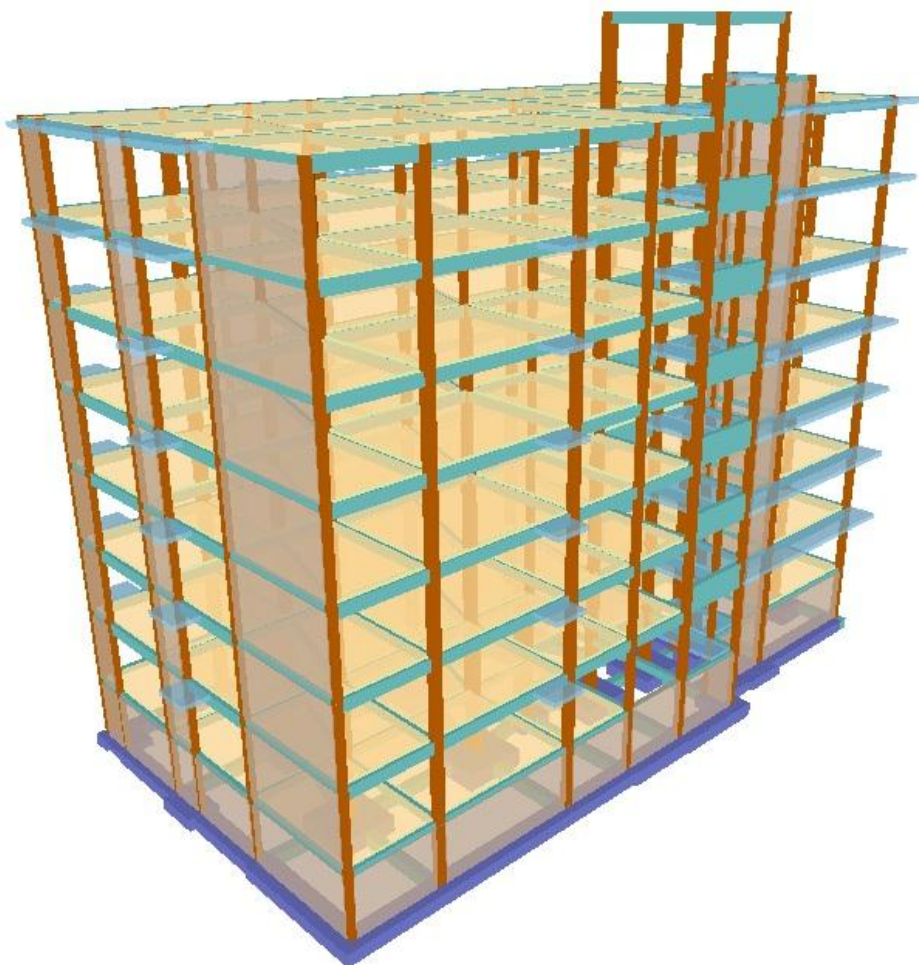


Figura 39 – Vista geral do edifício, CYPECAD

Após ter todas as geometrias definidas foram introduzidas as cargas anteriormente estimadas e calculadas, nos respectivos elementos estruturais.

### 8.2. Autodesk ROBOT Structural Analysis

Autodesk ROBOT Structural Analysis (futuramente referido apenas por RSA) é um programa único e integrado utilizado para modelagem, análise e concepção de vários tipos de estruturas. O programa permite que os usuários criem estruturas, para realizar a análise estrutural, para verificar os resultados obtidos, e preparar a documentação para uma estrutura calculada e projectada.

#### 8.2.1. Sismo

No RSA a análise dos esforços na estrutura devido á acção dos sismos é realizada através de uma análise espectral. Para isso é necessário carregar no programa o espectro do sismo para o tipo de estrutura a analisar, o caso do edifício em estudo, como anteriormente referido, está classificado como uma estrutura mista pórtico-parede de ductilidade normal.

#### 8.2.2. Definição dos dados de obra

No RSA o primeiro passo efectuado foi definir no programa as preferências da obra que passa por definir as unidades a utilizar, os materiais e respectivas classes, e os regulamentos a respeitar no dimensionamento estrutural.

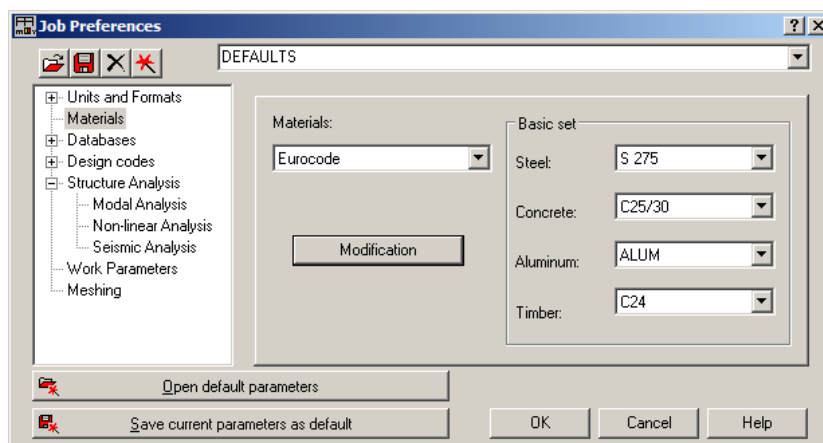


Figura 40 – Preferências da obra, Robot

Devido ao âmbito deste trabalho e para existir uma base de comparação entre os esforços obtidos pelos dois programas foi necessário criar uma folha de cálculo com as combinações de acções a realizar pelo RSA tendo como base o Regulamento de Segurança de Acções em Edifícios e Pontes uma vez que o RSA não efectua os cálculos com base nesta regulamentação. Então foi criada a seguinte tabela com as combinações de acções.

## Projecto de Estabilidade de um Edifício de Habitação Multifamiliar

			Combinação de Acções Permanentes					
Acção Base	Tipo	N. Comb	Acção	Coef. Maj.	Acção	Coef. Maj.	Acção	Coef. Maj.
Vento +X	ELU	U1	1	1,5	2	1,5	3	1,5
Vento -X	ELU	U2	1	1,5	2	1,5	3	1,5
Vento +Y	ELU	U3	1	1,5	2	1,5	3	1,5
Vento -Y	ELU	U4	1	1,5	2	1,5	3	1,5
Sobrecarga	ELU	U5	1	1,5	2	1,5	3	1,5
Sobrecarga	ELU	U6	1	1,5	2	1,5	3	1,5
Sobrecarga	ELU	U7	1	1,5	2	1,5	3	1,5
Sobrecarga	ELU	U8	1	1,5	2	1,5	3	1,5
Espectral X	ELU	U9	1	1	2	1	3	1
Espectral X	ELU	U10	1	1	2	1	3	1
Espectral X	ELU	U11	1	1	2	1	3	1
Espectral X	ELU	U12	1	1	2	1	3	1
Espectral X	ELU	U13	1	1	2	1	3	1
Espectral X	ELU	U14	1	1	2	1	3	1
Espectral X	ELU	U15	1	1	2	1	3	1
Espectral X	ELU	U16	1	1	2	1	3	1
Espectral Y	ELU	U17	1	1	2	1	3	1
Espectral Y	ELU	U18	1	1	2	1	3	1
Espectral Y	ELU	U19	1	1	2	1	3	1
Espectral Y	ELU	U20	1	1	2	1	3	1
Espectral Y	ELU	U21	1	1	2	1	3	1
Espectral Y	ELU	U22	1	1	2	1	3	1
Espectral Y	ELU	U23	1	1	2	1	3	1
Espectral Y	ELU	U24	1	1	2	1	3	1
Espectral Z	ELU	U25	1	1	2	1	3	1
Espectral Z	ELU	U26	1	1	2	1	3	1
Espectral Z	ELU	U27	1	1	2	1	3	1
Espectral Z	ELU	U28	1	1	2	1	3	1
Espectral Z	ELU	U29	1	1	2	1	3	1
Espectral Z	ELU	U30	1	1	2	1	3	1
Espectral Z	ELU	U31	1	1	2	1	3	1
Espectral Z	ELU	U32	1	1	2	1	3	1
Vento +X	ELS-F	S1	1	1	2	1	3	1
Vento -X	ELS-F	S2	1	1	2	1	3	1
Vento +Y	ELS-F	S3	1	1	2	1	3	1
Vento -Y	ELS-F	S4	1	1	2	1	3	1
Sobrecarga	ELS-F	S5	1	1	2	1	3	1
Sobrecarga	ELS-F	S6	1	1	2	1	3	1
Sobrecarga	ELS-F	S7	1	1	2	1	3	1
Sobrecarga	ELS-F	S8	1	1	2	1	3	1

Tabela 43 – Combinação de acções (permanentes) para o RSA

## Projecto de Estabilidade de um Edifício de Habitação Multifamiliar

Acção Base	Tipo	N. Comb	Combinação de Acções Variáveis							
			Acção	Coef. Maj.	Acção	Coef. Maj.	Acção	Coef. Maj.	Acção	Coef. Maj.
Vento +X	ELU	U1	4	1,5	8	0,6				
Vento -X	ELU	U2	5	1,5	8	0,6				
Vento +Y	ELU	U3	6	1,5	8	0,6				
Vento -Y	ELU	U4	7	1,5	8	0,6				
Sobrecarga	ELU	U5	8	1,5	4	0,6				
Sobrecarga	ELU	U6	8	1,5	5	0,6				
Sobrecarga	ELU	U7	8	1,5	6	0,6				
Sobrecarga	ELU	U8	8	1,5	7	0,6				
Espectral X	ELU	U9	10	0,225	11	0,0675	12	0,0675	8	0,2
Espectral X	ELU	U10	10	0,225	11	0,0675	12	-0,0675	8	0,2
Espectral X	ELU	U11	10	0,225	11	-0,0675	12	-0,0675	8	0,2
Espectral X	ELU	U12	10	-0,225	11	-0,0675	12	-0,0675	8	0,2
Espectral X	ELU	U13	10	-0,225	11	-0,0675	12	0,0675	8	0,2
Espectral X	ELU	U14	10	-0,225	11	0,0675	12	0,0675	8	0,2
Espectral X	ELU	U15	10	-0,225	11	0,0675	12	-0,0675	8	0,2
Espectral X	ELU	U16	10	0,225	11	-0,0675	12	0,0675	8	0,2
Espectral Y	ELU	U17	10	0,0675	11	0,225	12	0,0675	8	0,2
Espectral Y	ELU	U18	10	0,0675	11	0,225	12	-0,0675	8	0,2
Espectral Y	ELU	U19	10	0,0675	11	-0,225	12	-0,0675	8	0,2
Espectral Y	ELU	U20	10	-0,0675	11	-0,225	12	-0,0675	8	0,2
Espectral Y	ELU	U21	10	-0,0675	11	-0,225	12	0,0675	8	0,2
Espectral Y	ELU	U22	10	-0,0675	11	0,225	12	0,0675	8	0,2
Espectral Y	ELU	U23	10	-0,0675	11	0,225	12	-0,0675	8	0,2
Espectral Y	ELU	U24	10	0,0675	11	-0,225	12	0,0675	8	0,2
Espectral Z	ELU	U25	10	0,0675	11	0,0675	12	0,225	8	0,2
Espectral Z	ELU	U26	10	0,0675	11	0,0675	12	-0,225	8	0,2
Espectral Z	ELU	U27	10	0,0675	11	-0,0675	12	-0,225	8	0,2
Espectral Z	ELU	U28	10	-0,0675	11	-0,0675	12	-0,225	8	0,2
Espectral Z	ELU	U29	10	-0,0675	11	-0,0675	12	0,225	8	0,2
Espectral Z	ELU	U30	10	-0,0675	11	0,0675	12	0,225	8	0,2
Espectral Z	ELU	U31	10	-0,0675	11	0,0675	12	-0,225	8	0,2
Espectral Z	ELU	U32	10	0,0675	11	-0,0675	12	0,225	8	0,2
Vento +X	ELS-F	S1	4	0,3	8	0,2				
Vento -X	ELS-F	S2	5	0,3	8	0,2				
Vento +Y	ELS-F	S3	6	0,3	8	0,2				
Vento -Y	ELS-F	S4	7	0,3	8	0,2				
Sobrecarga	ELS-F	S5	8	0,3	4	0,2				
Sobrecarga	ELS-F	S6	8	0,3	5	0,2				
Sobrecarga	ELS-F	S7	8	0,3	6	0,2				
Sobrecarga	ELS-F	S8	8	0,3	7	0,2				

Tabela 44 – Combinação de acções (variáveis) para o RSA



### 8.2.3. Modelação da estrutura 3D

No RSA modelar a estrutura 3D do edifício revela-se uma actividade trabalhosa e morosa, então de modo a facilitar a modelação da estrutura do edifício foi necessário criar um modelo 3D em outro programa. O modelo 3D foi criado no AutoCad também da Autodesk e depois importado para o RSA.

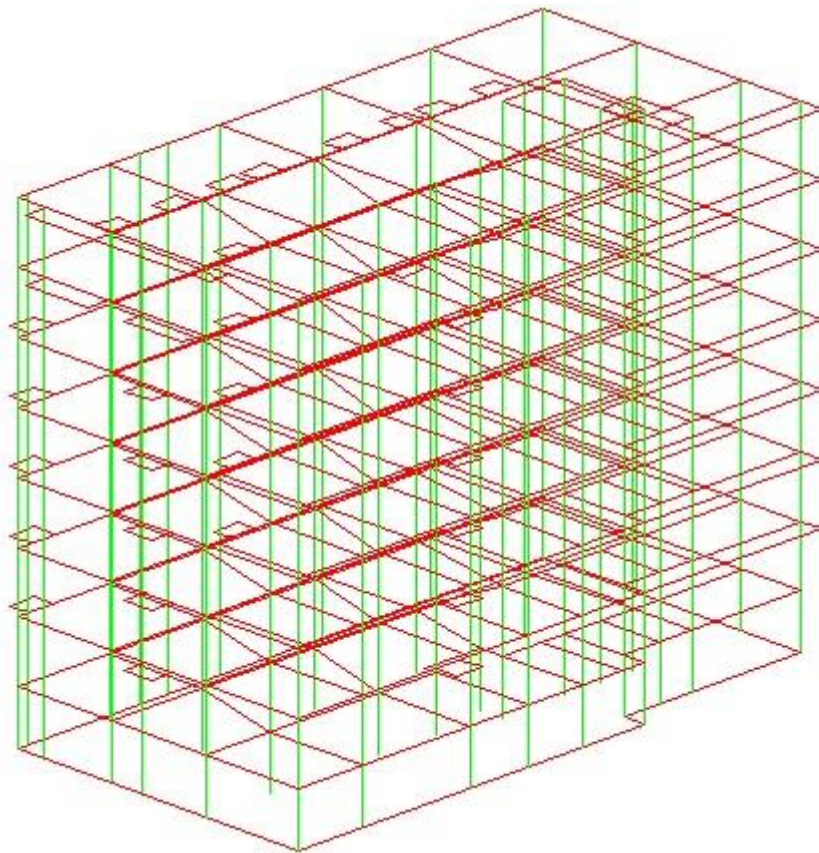


Figura 41 – Modelo 3D

Após a introdução do modelo 3D no RSA foram inseridos painéis nos locais onde existem lajes maciças, muros e paredes. Nos locais onde existem lajes aligeiradas, como o RSA não possuiu nem reconhece este tipo de laje, foram criados revestimentos (cladding), mas como estes elementos (cladding) são fictícios, não tem rigidez, logo não é ideal calcular assim a

## Projecto de Estabilidade de um Edifício de Habitação Multifamiliar

estrutura, para contornar este problema foram criadas membranas de rigidez em cada piso para estes de comportarem como elementos rígidos da estrutura.

Seguidamente foram definidas as secções dos pilares e das vigas. Posteriormente foram introduzidas as acções permanentes e variáveis a actuar na estrutura do edifício.

### 9. Análise comparativa dos resultados

Após o cálculo estrutural efectuado por ambos os programas foram obtidos os esforços em cada tramo dos pilares e vigas, para se efectuar uma análise comparativa de forma mais eficaz foram organizados estes resultados de esforços nas seguintes tabelas.

Pilar	Tramo	CYPE			RSA			Diferença RSA em relação ao CYPE		
		N (kN)	Mx (kN.m)	My (kN.m)	N (kN)	Mx (kN.m)	My (kN.m)	N	Mx	My
P1	8	7,40	0,70	26,20	11,02	-0,86	27,16	+48,92%	-222,86%	+3,66%
	7	46,30	2,30	27,50	56,68	2,28	32,55	+22,42%	-0,87%	+18,36%
	6	74,10	4,10	26,90	74,39	0,34	30,18	+0,39%	-91,71%	+12,19%
	5	111,00	5,90	27,70	120,82	0,89	30,12	+8,85%	-84,92%	+8,74%
	4	145,50	7,50	27,90	174,03	1,52	28,83	+19,61%	-79,73%	+3,33%
	3	183,10	9,20	30,50	241,03	2,91	26,40	+31,64%	-68,37%	-13,44%
	2	472,90	19,20	19,60	407,24	1,28	19,74	-13,88%	-93,33%	+0,71%
	1	285,22	7,06	6,91	235,92	32,59	9,93	-17,28%	+361,61%	+43,70%
P2	8	87,00	20,60	34,20	187,44	44,68	95,23	+115,45%	+116,89%	+178,45%
	7	264,60	38,80	35,90	238,47	43,25	79,55	-9,88%	+11,47%	+121,59%
	6	331,60	39,30	42,00	302,52	41,85	78,87	-8,77%	+6,49%	+87,79%
	5	406,90	40,50	41,60	363,27	40,06	78,18	-10,72%	-1,09%	+87,93%
	4	479,20	41,10	44,80	414,65	37,73	76,38	-13,47%	-8,20%	+70,49%
	3	571,90	41,90	45,80	454,79	35,38	73,75	-20,48%	-15,56%	+61,03%
	2	663,80	42,70	47,60	491,62	1,43	74,09	-25,94%	-96,65%	+55,65%
	1	776,60	45,00	34,50	468,09	192,88	94,76	-39,73%	+328,62%	+174,67%
P3	8	181,00	45,20	27,90	144,98	23,67	44,06	-19,90%	-47,63%	+57,92%
	7	432,80	60,50	34,30	382,57	22,07	33,13	-11,61%	-63,52%	-3,41%
	6	702,40	63,60	44,10	619,15	23,55	37,05	-11,85%	-62,97%	-15,99%
	5	964,00	69,50	50,10	855,13	25,33	38,84	-11,29%	-63,55%	-22,48%
	4	1227,90	75,50	56,30	1090,17	27,64	39,64	-11,22%	-63,39%	-29,59%
	3	1495,00	81,80	63,00	1323,51	31,97	40,74	-11,47%	-60,92%	-35,33%



## Projecto de Estabilidade de um Edifício de Habitação Multifamiliar

	2	1764,50	90,20	69,10	1559,22	20,13	47,91	-11,63%	-77,68%	-30,67%
	1	2041,66	68,54	53,43	1734,18	21,51	46,92	-15,06%	-68,62%	-12,18%
P4	8	151,00	3,60	51,80	166,82	19,60	15,97	+10,48%	+444,44%	-69,17%
	7	376,10	9,60	68,10	390,65	19,90	19,34	+3,87%	+107,29%	-71,60%
	6	608,30	13,70	70,60	618,56	20,70	23,13	+1,69%	+51,09%	-67,24%
	5	837,50	17,90	77,00	851,53	21,93	26,64	+1,68%	+22,51%	-65,40%
	4	1067,30	22,20	81,90	1091,37	23,74	29,15	+2,26%	+6,94%	-64,41%
	3	1298,10	26,00	95,40	1340,47	26,65	30,01	+3,26%	+2,50%	-68,54%
	2	1518,20	31,60	84,40	1593,89	19,40	22,98	+4,99%	-38,61%	-72,77%
	1	759,86	20,07	21,17	965,21	3,99	7,61	+27,02%	-80,12%	-64,05%
P5	9	73,80	2,90	17,00	93,06	3,36	31,90	+26,10%	+15,86%	+87,65%
	8	141,40	8,00	28,90	86,47	3,30	33,32	-38,85%	-58,75%	+15,29%
	7	232,90	10,90	33,10	212,29	3,29	39,27	-8,85%	-69,82%	+18,64%
	6	313,50	13,20	33,90	230,57	3,24	46,36	-26,45%	-75,45%	+36,76%
	5	399,90	15,80	35,20	195,75	3,18	52,52	-51,05%	-79,87%	+49,20%
	4	494,90	18,80	35,70	348,92	3,10	55,88	-29,50%	-83,51%	+56,53%
	3	587,10	21,70	36,80	581,87	3,06	54,68	-0,89%	-85,90%	+48,59%
	2	1190,20	41,60	59,60	1108,56	0,34	36,59	-6,86%	-99,18%	-38,61%
	1	808,57	17,49	25,21	730,03	44,39	30,32	-9,71%	+153,80%	+20,27%
P6	9	87,10	9,60	9,20	62,91	0,11	21,43	-27,77%	-98,85%	+132,93%
	8	213,70	25,60	17,30	200,13	54,45	45,15	-6,35%	+112,70%	+160,98%
	7	299,70	28,30	18,60	267,70	72,37	44,96	-10,68%	+155,72%	+141,72%
	6	379,70	30,90	19,80	288,27	70,10	44,25	-24,08%	+126,86%	+123,48%
	5	449,10	31,50	20,00	301,67	68,88	43,25	-32,83%	+118,67%	+116,25%
	4	532,80	34,10	21,10	311,23	66,64	42,02	-41,59%	+95,43%	+99,15%
	3	601,70	34,70	21,40	427,20	28,08	38,78	-29,00%	-19,08%	+81,21%
	2	830,00	28,70	46,50	584,51	26,81	31,84	-29,58%	-6,59%	-31,53%
	1	799,02	15,82	19,19	413,37	49,59	103,54	-48,27%	+213,46%	+439,55%
P7	8	412,80	16,10	15,70	378,56	23,69	19,38	-8,29%	+47,14%	+23,44%
	7	878,50	27,40	27,70	822,06	17,92	25,92	-6,42%	-34,60%	-6,43%
	6	878,50	27,40	27,70	1287,65	47,92	71,08	+46,57%	+74,89%	+156,61%
	5	1846,10	52,20	52,20	1756,87	34,97	64,18	-4,83%	-33,01%	+22,95%
	4	2321,40	79,70	85,20	2235,33	43,64	79,87	-3,71%	-45,24%	-6,26%
	3	2835,00	104,10	70,60	2723,54	30,46	71,96	-3,93%	-70,74%	+1,93%
	2	3322,70	226,30	83,90	3219,00	58,03	68,47	-3,12%	-74,36%	-18,39%
	1	3841,20	76,80	76,80	3718,90	109,67	54,61	-3,18%	+42,80%	-28,89%
P8	8	239,00	47,80	53,70	240,77	68,56	88,85	+0,74%	+43,43%	+65,46%
	7	677,03	50,17	59,94	699,54	68,27	72,45	+3,32%	+36,08%	+20,87%
	6	1021,80	73,30	66,20	1065,97	74,06	76,54	+4,32%	+1,04%	+15,62%
	5	1371,90	78,20	75,20	1435,46	73,43	78,54	+4,63%	-6,10%	+4,44%
	4	1719,70	85,50	81,50	1807,66	73,76	77,13	+5,11%	-13,73%	-5,36%
	3	2077,80	93,40	96,10	2184,27	77,02	70,75	+5,12%	-17,54%	-26,38%
	2	2410,80	93,10	94,00	2567,87	66,35	56,83	+6,52%	-28,73%	-39,54%

# Projecto de Estabilidade de um Edifício de Habitação Multifamiliar

	1	1205,49	50,15	27,62	1456,32	103,40	44,08	+20,81%	+106,18%	+59,59%
P9	9	31,80	15,20	10,20	137,24	1,15	69,51	+331,57%	-92,43%	+581,47%
	8	154,90	24,50	21,10	234,84	1,78	71,56	+51,61%	-92,73%	+239,15%
	7	241,40	28,90	29,80	424,08	1,67	84,35	+75,68%	-94,22%	+183,05%
	6	388,10	26,10	35,00	462,65	1,59	95,19	+19,21%	-93,91%	+171,97%
	5	381,10	26,00	34,80	393,59	1,59	102,31	+3,28%	-93,88%	+193,99%
	4	403,70	29,70	31,30	525,25	1,41	103,03	+30,11%	-95,25%	+229,17%
	3	424,40	28,70	29,70	715,92	1,22	94,72	+68,69%	-95,75%	+218,92%
	2	1064,20	23,70	44,00	797,38	1,31	102,36	-25,07%	-94,47%	+132,64%
	1	919,50	25,24	19,67	347,82	4,44	113,86	-62,17%	-82,41%	+478,85%
P10	9	38,70	9,60	6,40	3,73	2,87	0,36	-90,36%	-70,10%	-94,38%
	8	113,50	11,20	11,80	187,28	4,90	42,13	+65,00%	-56,25%	+257,03%
	7	261,70	13,90	18,40	290,86	5,22	48,72	+11,14%	-62,45%	+164,78%
	6	331,20	15,20	21,60	342,70	5,75	53,42	+3,47%	-62,17%	+147,31%
	5	332,90	14,90	22,20	361,26	6,69	56,99	+8,52%	-55,10%	+156,71%
	4	498,90	14,10	25,10	345,05	7,36	57,71	-30,84%	-47,80%	+129,92%
	3	789,90	19,10	34,10	437,43	7,71	53,86	-44,62%	-59,63%	+57,95%
	2	1328,40	33,60	55,00	772,25	20,51	42,73	-41,87%	-38,96%	-22,31%
	1	839,99	22,58	20,42	440,00	14,07	12,19	-47,62%	-37,69%	-40,30%
P11	9	32,30	21,90	0,60	45,30	5,01	13,12	+40,25%	-77,12%	+2086,67%
	8	60,10	8,00	27,50	70,48	15,15	26,74	+17,27%	+89,38%	-2,76%
	7	148,00	9,90	32,90	224,85	16,22	27,93	+51,93%	+63,84%	-15,11%
	6	241,70	12,10	37,80	377,96	17,29	30,52	+56,38%	+42,89%	-19,26%
	5	342,30	14,20	42,00	530,79	18,30	31,99	+55,07%	+28,87%	-23,83%
	4	451,40	16,00	43,50	680,06	18,56	31,62	+50,66%	+16,00%	-27,31%
	3	911,10	20,50	31,70	821,48	18,08	27,92	-9,84%	-11,80%	-11,92%
	2	1051,80	28,30	31,40	922,37	26,05	20,58	-12,31%	-7,95%	-34,46%
	1	418,53	11,29	11,61	287,81	20,49	3,38	-31,23%	+81,49%	-70,89%
P12	9	43,50	45,40	8,20	79,97	12,68	31,17	+83,84%	-72,07%	+280,12%
	8	207,90	33,80	94,10	215,59	23,40	93,84	+3,70%	-30,77%	-0,28%
	7	215,10	31,60	93,10	392,98	24,06	94,34	+82,70%	-23,86%	+1,33%
	6	532,00	34,60	109,50	570,96	27,08	95,71	+7,32%	-21,73%	-12,59%
	5	1316,30	53,00	88,80	754,76	29,15	96,68	-42,66%	-45,00%	+8,87%
	4	1665,90	58,90	90,10	945,93	29,98	93,49	-43,22%	-49,10%	+3,76%
	3	2020,50	65,60	90,80	1166,20	29,28	85,58	-42,28%	-55,37%	-5,75%
	2	2394,10	72,20	88,60	1384,59	31,87	70,92	-42,17%	-55,86%	-19,95%
	1	2804,00	79,10	87,70	1556,92	10,31	52,16	-44,48%	-86,97%	-40,52%
P13	8	219,50	47,30	28,00	251,15	71,69	65,64	+14,42%	+51,56%	+134,43%
	7	576,59	52,98	33,90	671,90	72,55	63,36	+16,53%	+36,94%	+86,90%
	6	889,70	65,30	44,20	1050,71	72,57	67,28	+18,10%	+11,13%	+52,22%
	5	1199,30	71,50	49,60	1432,01	78,88	70,14	+19,40%	+10,32%	+41,41%
	4	1522,00	76,70	58,10	1815,33	74,68	70,91	+19,27%	-2,63%	+22,05%
	3	1840,90	83,80	70,20	2194,82	83,83	68,47	+19,23%	+0,04%	-2,46%

# Projecto de Estabilidade de um Edifício de Habitação Multifamiliar

	2	2144,00	83,50	69,80	2579,04	72,80	56,46	+20,29%	-12,81%	-19,11%
	1	1091,11	46,93	24,22	1451,51	93,17	54,51	+33,03%	+98,53%	+125,06%
P14	8	421,60	18,60	15,30	390,72	31,90	11,88	-7,32%	+71,51%	-22,35%
	7	909,30	36,50	24,60	883,58	29,81	15,68	-2,83%	-18,33%	-36,26%
	6	909,30	36,50	24,60	1387,90	69,87	48,41	+52,63%	+91,42%	+96,79%
	5	1906,80	65,70	42,80	1889,99	64,67	49,53	-0,88%	-1,57%	+15,72%
	4	2396,10	99,20	57,00	2396,31	115,83	67,34	+0,01%	+16,76%	+18,14%
	3	2917,50	112,20	68,00	2924,65	105,58	57,22	+0,25%	-5,90%	-15,85%
	2	3415,20	189,50	73,00	3437,00	113,14	74,71	+0,64%	-40,30%	+2,34%
	1	3877,70	95,90	82,70	3798,79	74,81	59,74	-2,03%	-21,99%	-27,76%
P15	10	41,70	21,20	7,60	72,24	9,63	34,41	+73,24%	-54,58%	+352,76%
	8	319,70	20,60	80,90	477,90	88,20	159,86	+49,48%	+328,16%	+97,60%
	7	964,00	48,60	57,40	903,54	77,18	149,63	-6,27%	+58,81%	+160,68%
	6	1448,80	55,80	67,80	1326,20	81,82	155,38	-8,46%	+46,63%	+129,17%
	5	1930,20	64,80	78,40	1746,84	76,07	157,99	-9,50%	+17,39%	+101,52%
	4	2402,70	74,80	88,90	2165,63	86,22	148,56	-9,87%	+15,27%	+67,11%
	3	2899,10	89,50	99,80	2617,82	107,54	132,04	-9,70%	+20,16%	+32,30%
	2	3377,00	92,10	109,70	3041,60	101,65	108,32	-9,93%	+10,37%	-1,26%
	1	3509,30	132,10	105,40	2459,43	122,57	84,31	-29,92%	-7,21%	-20,01%
P16	10	39,80	32,30	7,10	88,91	14,91	33,24	+123,39%	-53,84%	+368,17%
	8	159,00	15,80	57,00	219,39	40,76	60,70	+37,98%	+157,97%	+6,49%
	7	377,30	19,50	68,30	533,54	34,58	77,12	+41,41%	+77,33%	+12,91%
	6	597,60	23,90	79,00	849,43	36,20	85,30	+42,14%	+51,46%	+7,97%
	5	825,20	28,50	88,40	1166,84	37,93	92,04	+41,40%	+33,09%	+4,12%
	4	1431,70	47,00	49,60	1486,52	37,54	96,13	+3,83%	-20,13%	+93,81%
	3	1732,70	59,20	57,90	1801,83	36,12	91,00	+3,99%	-38,99%	+57,17%
	2	2017,80	68,40	51,70	2124,16	37,25	71,52	+5,27%	-45,54%	+38,34%
	1	691,58	15,32	14,52	906,38	7,45	54,09	+31,06%	-51,37%	+272,52%
P17	8	127,60	27,00	12,40	231,63	21,78	21,91	+81,53%	-19,33%	+76,69%
	7	269,70	32,20	19,30	515,84	21,09	22,94	+91,26%	-34,50%	+18,86%
	6	421,40	37,20	23,40	796,61	23,45	24,39	+89,04%	-36,96%	+4,23%
	5	567,00	40,60	25,50	1078,79	25,30	24,66	+90,26%	-37,68%	-3,29%
	4	567,00	40,60	25,50	1367,85	31,27	27,06	+141,24%	-22,98%	+6,12%
	3	846,70	40,60	31,50	1544,39	31,96	25,11	+82,40%	-21,28%	-20,29%
	2	853,90	39,00	30,30	1846,01	58,49	17,77	+116,19%	+49,97%	-41,35%
	1	1012,80	123,20	50,40	2035,70	63,72	44,71	+101,00%	-48,28%	-11,29%
P18	8	143,10	29,10	9,20	144,76	38,82	25,36	+1,16%	+33,40%	+175,65%
	7	316,00	32,30	14,80	349,41	34,45	27,16	+10,57%	+6,66%	+83,51%
	6	484,60	38,40	18,20	552,62	36,51	29,55	+14,04%	-4,92%	+62,36%
	5	668,40	42,10	21,50	753,04	34,49	31,39	+12,66%	-18,08%	+46,00%
	4	837,40	45,10	25,40	947,34	34,21	31,57	+13,13%	-24,15%	+24,29%
	3	1021,10	49,20	27,20	1133,12	36,10	29,52	+10,97%	-26,63%	+8,53%
	2	1187,30	48,40	28,60	1304,67	34,09	20,70	+9,89%	-29,57%	-27,62%

# Projecto de Estabilidade de um Edifício de Habitação Multifamiliar

	1	425,85	10,98	11,34	591,33	-0,70	18,75	+38,86%	-106,38%	+65,34%
P19	8	218,20	68,90	133,80	95,26	60,80	58,94	-56,34%	-11,76%	-55,95%
	7	569,23	66,62	115,50	339,21	60,81	62,45	-40,41%	-8,72%	-45,93%
	6	853,60	75,60	126,60	560,22	61,48	65,59	-34,37%	-18,68%	-48,19%
	5	1139,50	86,40	129,50	790,97	63,41	67,00	-30,59%	-26,61%	-48,26%
	4	1491,70	92,00	118,70	1037,46	65,05	64,30	-30,45%	-29,29%	-45,83%
	3	1847,70	98,90	120,80	1299,32	67,69	55,93	-29,68%	-31,56%	-53,70%
	2	2168,00	97,10	111,20	1585,92	59,51	29,09	-26,85%	-38,71%	-73,84%
	1	1341,30	60,41	29,27	820,11	90,21	26,80	-38,86%	+49,33%	-8,44%
P20	8	415,80	19,60	28,90	406,28	32,97	29,45	-2,29%	+68,21%	+1,90%
	7	882,80	42,20	37,70	909,87	38,48	37,17	+3,07%	-8,82%	-1,41%
	6	1344,10	67,30	47,90	1417,20	68,01	51,22	+5,44%	+1,05%	+6,93%
	5	1823,20	60,70	56,40	1921,73	73,35	53,83	+5,40%	+20,84%	-4,56%
	4	2284,00	92,30	72,50	2426,05	105,66	76,33	+6,22%	+14,47%	+5,28%
	3	2771,50	99,30	78,20	2905,45	98,64	89,43	+4,83%	-0,66%	+14,36%
	2	3234,60	173,00	92,10	3414,69	141,10	61,25	+5,57%	-18,44%	-33,50%
	1	3689,10	82,40	104,50	3896,65	65,18	43,75	+5,63%	-20,90%	-58,13%
P21	8	398,30	20,00	28,30	293,70	38,63	33,42	-26,26%	+93,15%	+18,09%
	7	854,50	38,90	41,10	668,42	40,34	30,19	-21,78%	+3,70%	-26,55%
	6	1315,40	83,90	60,60	1046,22	63,00	37,68	-20,46%	-24,91%	-37,82%
	5	1794,70	77,50	68,30	1422,68	61,49	36,99	-20,73%	-20,66%	-45,84%
	4	2267,10	168,10	91,30	1801,01	124,67	51,84	-20,56%	-25,84%	-43,22%
	3	2765,80	127,80	91,80	2253,99	123,28	45,74	-18,50%	-3,54%	-50,17%
	2	3243,40	255,80	109,90	2629,79	103,57	50,40	-18,92%	-59,51%	-54,14%
	1	3262,70	163,10	110,50	2999,48	93,04	25,37	-8,07%	-42,96%	-77,04%
P22	8	179,40	44,20	10,10	185,29	46,21	48,74	+3,28%	+4,55%	+382,57%
	7	455,00	47,90	23,90	474,49	36,27	51,18	+4,28%	-24,28%	+114,14%
	6	742,10	56,00	27,60	786,70	34,55	55,26	+6,01%	-38,30%	+100,22%
	5	1013,90	62,30	34,00	1100,87	41,89	57,08	+8,58%	-32,76%	+67,88%
	4	1299,90	65,20	39,20	1420,18	36,24	56,50	+9,25%	-44,42%	+44,13%
	3	1581,60	72,00	45,60	1741,19	43,11	52,92	+10,09%	-40,13%	+16,05%
	2	1849,20	71,30	47,40	2076,25	37,93	35,88	+12,28%	-46,80%	-24,30%
	1	866,72	37,86	17,33	1016,23	4,24	21,01	+17,25%	-88,80%	+21,23%
P23	8	70,65	2,23	4,80	270,76	0,50	34,27	+283,24%	-77,58%	+613,96%
	7	151,00	6,80	12,00	297,44	4,25	29,08	+96,98%	-37,50%	+142,33%
	6	161,50	5,70	12,10	319,77	4,21	30,43	+98,00%	-26,14%	+151,49%
	5	193,10	6,40	12,20	330,10	5,46	30,62	+70,95%	-14,69%	+150,98%
	4	289,90	9,60	15,60	347,70	5,30	29,07	+19,94%	-44,79%	+86,35%
	3	428,80	14,00	19,50	448,74	6,19	24,85	+4,65%	-55,79%	+27,44%
	2	692,60	19,90	33,70	857,49	7,70	13,50	+23,81%	-61,31%	-59,94%
	1	370,50	7,74	9,92	558,78	10,23	11,22	+50,82%	+32,17%	+13,10%
P24	8	81,31	2,91	3,84	191,00	4,41	21,87	+134,90%	+51,55%	+469,53%
	7	164,40	6,40	12,90	247,32	7,51	26,27	+50,44%	+17,34%	+103,64%

# Projecto de Estabilidade de um Edifício de Habitação Multifamiliar

	6	195,30	6,80	14,50	293,64	5,85	27,19	+50,35%	-13,97%	+87,52%
	5	199,40	6,60	15,50	325,93	5,80	30,70	+63,46%	-12,12%	+98,06%
	4	249,10	8,20	14,10	341,19	6,67	33,24	+36,97%	-18,66%	+135,74%
	3	365,60	12,10	17,70	477,64	6,40	34,05	+30,65%	-47,11%	+92,37%
	2	571,20	16,80	30,40	801,62	5,27	28,53	+40,34%	-68,63%	-6,15%
	1	301,29	6,03	6,70	538,65	7,89	16,49	+78,78%	+30,85%	+146,12%
P25	8	125,00	56,90	68,50	26,10	46,61	25,76	-79,12%	-18,08%	-62,39%
	7	285,40	43,50	64,40	121,55	48,01	29,34	-57,41%	+10,37%	-54,44%
	6	389,80	60,90	83,10	215,30	46,66	34,79	-44,77%	-23,38%	-58,13%
	5	542,40	64,50	84,20	320,13	48,14	38,56	-40,98%	-25,36%	-54,20%
	4	712,80	67,50	80,60	442,62	49,78	40,23	-37,90%	-26,25%	-50,09%
	3	893,60	73,10	80,20	591,25	48,65	37,83	-33,84%	-33,45%	-52,83%
	2	1230,60	66,30	39,00	774,17	42,96	23,72	-37,09%	-35,20%	-39,18%
	1	716,10	42,90	16,01	391,67	73,38	15,43	-45,31%	+71,05%	-3,62%
P26	8	388,30	15,80	24,40	329,67	38,28	59,13	-15,10%	+142,28%	+142,34%
	7	819,70	25,20	34,10	726,48	32,30	47,22	-11,37%	+28,17%	+38,48%
	6	1280,13	34,34	35,95	1138,21	57,43	80,46	-11,09%	+67,24%	+123,81%
	5	1733,30	48,10	38,60	1551,03	46,65	77,63	-10,52%	-3,01%	+101,11%
	4	2187,80	73,90	55,50	1964,08	60,40	94,28	-10,23%	-18,27%	+69,87%
	3	2663,70	84,90	62,80	2384,79	69,68	104,93	-10,47%	-17,93%	+67,09%
	2	3126,60	151,20	67,90	2808,67	87,25	107,95	-10,17%	-42,29%	+58,98%
	1	3579,00	92,60	91,20	3235,97	22,22	52,72	-9,58%	-76,00%	-42,19%
P27	8	324,20	14,30	47,30	290,59	47,21	116,97	-10,37%	+230,14%	+147,29%
	7	687,40	19,80	81,60	626,06	34,14	69,53	-8,92%	+72,42%	-14,79%
	6	1071,90	33,00	69,30	965,88	38,33	69,81	-9,89%	+16,15%	+0,74%
	5	1445,50	46,70	111,20	1310,94	32,05	60,03	-9,31%	-31,37%	-46,02%
	4	1814,60	91,90	101,50	1669,36	65,44	80,51	-8,00%	-28,79%	-20,68%
	3	2206,20	76,10	92,40	2031,49	57,41	82,96	-7,92%	-24,56%	-10,22%
	2	2584,70	169,40	109,60	2391,39	106,19	89,88	-7,48%	-37,31%	-17,99%
	1	2954,60	90,90	94,30	2768,95	43,73	33,12	-6,28%	-51,89%	-64,88%
P28	8	164,50	42,20	26,00	154,93	45,80	91,07	-5,82%	+8,53%	+250,27%
	7	407,37	43,99	31,41	425,09	33,64	86,92	+4,35%	-23,53%	+176,73%
	6	645,50	53,70	37,80	677,77	39,96	82,00	+5,00%	-25,59%	+116,93%
	5	879,90	57,90	40,50	937,42	37,77	77,41	+6,54%	-34,77%	+91,14%
	4	1133,80	61,00	40,80	1207,64	36,28	73,45	+6,51%	-40,52%	+80,02%
	3	1377,90	68,20	41,40	1492,13	40,13	67,59	+8,29%	-41,16%	+63,26%
	2	1651,90	66,80	36,50	1793,20	37,68	36,83	+8,55%	-43,59%	+0,90%
	1	766,41	36,36	16,17	884,87	0,54	30,49	+15,46%	-98,51%	+88,56%
P29	8	97,10	6,80	16,50	144,88	16,62	34,61	+49,21%	+144,41%	+109,76%
	7	197,80	11,70	25,40	255,79	18,03	35,57	+29,32%	+54,10%	+40,04%
	6	304,90	14,60	28,10	384,85	19,43	38,38	+26,22%	+33,08%	+36,58%
	5	424,60	18,20	30,50	531,90	20,68	39,76	+25,27%	+13,63%	+30,36%
	4	559,30	20,20	31,20	709,68	21,16	38,59	+26,89%	+4,75%	+23,69%

## Projecto de Estabilidade de um Edifício de Habitação Multifamiliar

	3	721,10	22,70	31,50	929,38	21,02	33,34	+28,88%	-7,40%	+5,84%
	2	956,60	26,20	27,70	1250,19	24,36	22,17	+30,69%	-7,02%	-19,96%
	1	299,13	6,22	6,30	687,39	17,25	23,63	+129,80%	+177,33%	+275,08%
P30	8	68,50	7,60	61,40	56,08	1,93	3,20	-18,13%	-74,61%	-94,79%
	7	181,30	15,10	69,80	101,42	2,24	2,29	-44,06%	-85,17%	-96,72%
	6	395,50	19,40	81,70	138,87	2,11	3,24	-64,89%	-89,12%	-96,03%
	5	426,10	22,90	80,10	176,87	2,13	3,40	-58,49%	-90,70%	-95,76%
	4	631,70	27,70	79,30	214,97	2,36	3,48	-65,97%	-91,48%	-95,61%
	3	692,60	32,70	92,10	244,58	2,60	3,58	-64,69%	-92,05%	-96,11%
	2	869,90	35,30	111,80	366,83	8,53	25,28	-57,83%	-75,84%	-77,39%
	1	767,33	17,06	20,25	335,92	9,56	26,92	-56,22%	-43,96%	+32,94%
P31	8	35,30	3,90	2,00	202,15	23,36	3,89	+472,66%	+498,97%	+94,50%
	7	90,90	7,00	5,40	181,38	18,26	3,55	+99,54%	+160,86%	-34,26%
	6	116,80	6,70	4,90	182,01	17,24	3,30	+55,83%	+157,31%	-32,65%
	5	145,10	7,30	5,40	210,36	16,24	3,18	+44,98%	+122,47%	-41,11%
	4	176,10	8,20	6,50	236,62	15,35	2,64	+34,37%	+87,20%	-59,38%
	3	200,90	8,70	7,40	256,08	14,63	1,56	+27,47%	+68,16%	-78,92%
	2	322,40	13,70	11,20	273,26	2,60	6,88	-15,24%	-81,02%	-38,57%
	1	173,99	9,19	3,93	168,53	6,33	4,99	-3,14%	-31,12%	+26,97%
P32	8	39,60	1,50	13,70	112,75	9,37	37,77	+184,72%	+524,67%	+175,69%
	7	117,60	5,20	17,40	159,90	10,39	45,53	+35,97%	+99,81%	+161,67%
	6	171,40	7,40	19,80	194,96	9,61	44,62	+13,75%	+29,86%	+125,35%
	5	225,00	9,50	21,20	245,28	10,15	44,90	+9,01%	+6,84%	+111,79%
	4	282,90	11,80	22,50	295,30	10,67	43,77	+4,38%	-9,58%	+94,53%
	3	336,80	13,70	24,10	346,90	11,48	28,09	+3,00%	-16,20%	+16,56%
	2	547,50	19,70	20,30	498,74	13,37	47,72	-8,91%	-32,13%	+135,07%
	1	326,34	7,78	17,54	404,57	3,71	3,33	+23,97%	-52,31%	-81,01%
P33	8	70,30	3,20	9,20	122,47	13,61	1,25	+74,21%	+325,31%	-86,41%
	7	141,70	9,60	13,40	129,26	12,86	1,45	-8,78%	+33,96%	-89,18%
	6	188,10	10,40	16,60	167,81	12,52	2,11	-10,79%	+20,38%	-87,29%
	5	233,90	11,70	17,00	208,73	11,91	1,99	-10,76%	+1,79%	-88,29%
	4	278,20	12,90	18,80	249,44	10,52	2,53	-10,34%	-18,45%	-86,54%
	3	321,30	13,60	19,40	288,83	10,81	2,13	-10,11%	-20,51%	-89,02%
	2	369,40	15,00	20,80	355,57	1,97	6,73	-3,74%	-86,87%	-67,64%
	1	260,55	7,78	7,61	232,61	5,39	4,78	-10,72%	-30,72%	-37,19%
P34	8	95,48	4,32	8,51	116,02	16,16	38,97	+21,51%	+274,07%	+357,93%
	7	104,00	7,50	12,90	134,85	15,75	45,21	+29,66%	+110,00%	+250,47%
	6	120,50	6,90	13,40	163,19	13,88	42,40	+35,43%	+101,16%	+216,42%
	5	148,50	7,70	13,70	206,67	13,95	39,32	+39,17%	+81,17%	+187,01%
	4	311,00	12,10	13,30	250,30	13,51	38,05	-19,52%	+11,65%	+186,09%
	3	417,70	16,20	16,90	306,87	12,56	25,34	-26,53%	-22,47%	+49,94%
	2	690,10	25,80	21,40	479,13	16,59	39,37	-30,57%	-35,70%	+83,97%
	1	419,77	11,24	11,08	401,70	8,24	3,53	-4,30%	-26,69%	-68,14%

## Projecto de Estabilidade de um Edifício de Habitação Multifamiliar

P35	8	23,16	0,88	5,69	16,14	2,44	35,26	-30,31%	+177,27%	+519,68%
	7	43,64	1,62	8,25	46,89	0,78	31,51	+7,45%	-51,85%	+281,94%
	6	106,30	3,80	8,65	55,36	0,65	30,54	-47,92%	-82,89%	+253,06%
	5	178,30	6,70	10,90	78,67	0,42	29,47	-55,88%	-93,73%	+170,37%
	4	261,40	9,90	12,80	121,92	0,35	26,63	-53,36%	-96,46%	+108,05%
	3	372,30	14,80	16,30	176,72	1,21	20,34	-52,53%	-91,82%	+24,79%
	2	523,40	22,70	16,90	303,57	5,71	18,23	-42,00%	-74,85%	+7,87%
	1	306,77	9,48	7,86	183,80	8,55	19,19	-40,09%	-9,81%	+144,15%
P36	1	280,70	6,50	6,90	1054,86	54,78	14,08	+275,80%	+742,77%	+104,06%

Tabela 45 – Esforços em pilares

# Projecto de Estabilidade de um Edifício de Habitação Multifamiliar

	Pórtico	Vigas	CYPE				RSA				Tipo de vão	Diferença do RSA em relação ao CYPE			
			Transverso	Momento flector			Transverso	Momento flector				Transverso	Momento flector		
				Apoio Esquerdo	Máximo	Apoio Direito		Apoio Esquerdo	Máximo	Apoio Direito			Apoio Esquerdo	Máximo	Apoio Direito
Piso 0	1	23	112,90	-76,30	64,60	-89,50	124,33	-130,23	50,94	-134,04	E	+10,12%	+70,68%	-21,15%	+49,77%
		24	99,30	-89,50	51,80	-78,40	148,99	-134,04	70,53	-134,04	I	+50,04%	+49,77%	+36,16%	+70,97%
		25	110,30	-78,40	56,90	-67,10	165,38	-134,04	68,97	-168,40	E	+49,94%	+70,97%	+21,21%	+150,97%
	2	18	112,70	-76,40	64,03	-111,60	117,52	-129,56	19,72	-177,27	E	+4,28%	+69,58%	-69,20%	+58,84%
		19	129,10	-111,60	82,70	-119,80	140,63	-177,17	74,67	-106,11	I	+8,93%	+58,75%	-9,71%	-11,43%
		20	108,90	-119,80	55,20	-65,60	190,26	-105,11	81,95	-204,73	E	+74,71%	-12,26%	+48,46%	+212,09%
	3	16	14,50	-12,30	7,35	-8,36	87,62	-86,11	17,99	17,84	E	+504,28%	+600,08%	+144,76%	-313,40%
	4	10	107,90	-72,30	62,00	-94,04	193,18	-210,83	85,84	43,59	E	+79,04%	+191,60%	+38,45%	-146,35%
		11	122,60	-94,04	59,24	-82,79	219,06	82,73	88,21	-409,33	I	+78,68%	-187,97%	+48,90%	+394,42%
		12	154,73	-82,79	49,41	-18,23	740,24	-409,33	493,06	493,06	I	+378,41%	+394,42%	+897,90%	-2804,66%
		13	46,38	-18,23	21,17	-32,80	97,16	493,06	493,06	-166,09	E	+109,49%	-2804,66%	+2229,05%	+406,37%
	5	8	96,38	-10,15	16,37	-39,28	72,24	19,42	19,42	-49,69	E	-25,05%	-291,33%	+18,63%	+26,50%
	6	6	12,60	-5,04	2,11	-1,60	42,62	-10,11	5,56	-3,78	E	+238,25%	+100,60%	+163,51%	+136,25%
	7	3	105,65	-69,00	60,24	-120,78	204,79	-219,26	85,81	-72,31	E	+93,84%	+217,77%	+42,45%	-40,13%
		4	142,83	-120,78	89,37	-119,79	202,53	-72,31	109,64	-248,48	I	+41,80%	-40,13%	+22,68%	+107,43%
	8	29	188,36	-154,50	111,54	-118,62	24,94	-51,53	35,63	53,09	I	-86,76%	-66,65%	-68,06%	-144,76%
		30	45,18	-118,62	6,95	-8,25	187,85	53,09	79,69	-125,15	E	+315,78%	-144,76%	+1046,62%	+1416,97%
	9	1	84,84	-54,47	44,38	-103,98	204,99	-227,98	98,09	-139,10	E	+141,62%	+318,54%	+121,02%	+33,78%
		5	124,90	-103,98	77,82	-89,48	128,40	-139,10	67,42	-108,17	I	+2,80%	+33,78%	-13,36%	+20,89%
		14	89,09	-89,48	50,77	-87,55	124,63	-108,17	48,00	-118,10	I	+39,89%	+20,89%	-5,46%	+34,89%
		21	111,27	-87,55	63,60	-100,14	138,17	-118,10	75,87	-152,40	I	+24,18%	+34,89%	+19,29%	+52,19%
		26	106,34	-100,14	71,28	-81,87	145,85	-152,40	62,19	-164,10	E	+37,15%	+52,19%	-12,75%	+100,44%
	10	15	11,12	-6,81	1,39	-13,45	87,62	17,84	17,99	-86,11	E	+687,95%	-361,97%	+1194,24%	+540,22%
	11	17	48,40	-96,71	15,11	-19,05	77,20	-120,19	18,68	-56,19	E	+59,50%	+24,28%	+23,63%	+194,96%
		22	124,66	-81,84	84,74	-96,71	129,25	-95,97	83,40	-120,19	I	+3,68%	+17,27%	-1,58%	+24,28%
		27	57,41	-22,20	17,32	-81,84	148,19	-138,09	39,97	-95,97	E	+158,13%	+522,03%	+130,77%	+17,27%
	12	7	139,72	-74,53	12,20	-35,32	126,00	-67,52	44,92	-78,89	E	-9,82%	-9,41%	+268,20%	+123,36%
		9	277,11	-55,74	123,59	-74,53	213,15	-54,06	188,15	-67,52	E	-23,08%	-3,01%	+52,24%	-9,41%
	13	2	64,70	-62,01	41,35	-33,17	165,81	-177,72	98,00	-105,65	E	+156,28%	+186,60%	+137,00%	+218,51%



# Projecto de Estabilidade de um Edifício de Habitação Multifamiliar

			CYPE				RSA				Tipo de vão	Diferença do RSA em relação ao CYPE					
			Transverso	Momento flector			Transverso	Momento flector				Transverso	Momento flector				
				Apoio Esquerdo	Máximo	Apoio Direito		Apoio Esquerdo	Máximo	Apoio Direito			Apoio Esquerdo	Máximo	Apoio Direito		
Piso 1 ao 5	Pórtico	Vigas	44	49,20	-59,43	35,58	-45,61	125,94	-108,13	43,13	-23,00	E	+155,98%	+81,95%	+21,22%	-49,57%	
	1		45	112,81	-90,71	38,15	-85,05	124,95	-77,63	38,97	-53,28	E	+10,76%	-14,42%	+2,15%	-37,35%	
	2		3	23	126,06	-79,60	69,00	-100,14	124,15	-135,86	65,57	-198,18	E	-1,52%	+70,68%	-4,97%	+97,90%
		24		111,04	-100,14	61,62	-97,77	221,29	-198,18	108,19	-189,50	I	+99,29%	+97,90%	+75,58%	+93,82%	
		25		124,19	-97,77	65,61	-63,72	88,05	-189,50	46,10	-90,38	E	-29,10%	+93,82%	-29,74%	+41,84%	
			4	18	125,86	-79,00	67,28	-120,49	145,99	-166,13	82,85	-139,45	E	+15,99%	+110,29%	+23,14%	+15,74%
		19		154,35	-120,49	97,86	-130,00	163,34	-139,45	92,15	-185,39	I	+5,82%	+15,74%	-5,83%	+42,61%	
		20		113,25	-130,00	63,57	-61,14	85,06	-185,39	50,10	-92,91	E	-24,89%	+42,61%	-21,19%	+51,96%	
			5	16	59,86	-43,13	40,89	-37,41	88,09	-78,16	47,60	-40,73	E	+47,16%	+81,22%	+16,41%	+8,87%
			6	10	120,78	-61,95	66,03	-126,56	134,96	-147,18	65,61	-138,85	E	+11,74%	+137,58%	-0,64%	+9,71%
				11	147,76	-126,56	92,45	-128,78	188,47	-138,85	102,47	-194,37	I	+27,55%	+9,71%	+10,84%	+50,93%
				13	87,86	-128,78	42,29	-54,08	54,72	-194,37	20,94	-59,09	E	-37,72%	+50,93%	-50,48%	+9,26%
			7	8	95,94	-21,19	17,69	-39,62	121,97	-17,84	28,40	-53,84	E	+27,13%	-15,81%	+60,54%	+35,89%
				46	79,41	-39,62	21,62	-30,00	91,56	-53,84	37,31	-18,52	E	+15,30%	+35,89%	+72,57%	-38,27%
			8	6	36,23	-6,06	4,29	-3,97	32,68	-7,35	5,18	-4,96	E	-9,80%	+21,29%	+20,75%	+24,94%
			9	3	121,07	-61,05	66,30	-107,89	146,47	-150,66	78,87	-52,29	E	+20,98%	+146,78%	+18,96%	-51,53%
				4	152,20	-107,89	92,09	-143,99	208,57	-52,29	113,01	-279,73	I	+37,04%	-51,53%	+22,72%	+94,27%
			10	29	182,67	-165,12	108,75	-111,82	76,03	-121,79	42,08	-35,17	I	-58,38%	-26,24%	-61,31%	-68,55%
				30	32,94	-111,82	5,34	-25,00	144,27	-35,17	63,08	-111,91	E	+337,98%	-68,55%	+1081,27%	+347,64%
			11	40	198,65	-79,90	108,07	-139,07	145,53	-35,40	92,67	-145,24	I	-26,74%	-55,69%	-14,25%	+4,44%
				42	191,73	-120,46	58,09	-79,90	255,56	-148,90	69,21	-35,40	E	+33,29%	+23,61%	+19,14%	-55,69%
				31	158,88	-139,06	114,12	-137,84	64,25	-146,33	33,08	-99,29	E	-59,56%	+5,23%	-71,01%	-27,97%
			12	33	58,17	-101,62	31,42	-139,06	166,73	-164,76	93,96	-146,33	I	+186,63%	+62,13%	+199,05%	+5,23%
				36	179,87	-134,98	85,95	-101,62	69,33	-56,09	47,81	-164,76	I	-61,46%	-58,45%	-44,37%	+62,13%
				39	108,15	-122,98	104,06	-134,98	156,57	-179,92	76,58	-56,09	I	+44,77%	+46,30%	-26,41%	-58,45%
			13	1	125,39	-113,74	91,56	-119,91	172,24	-106,77	92,71	-241,82	E	+37,36%	-6,13%	+1,26%	+101,67%
				5	121,12	-98,31	69,30	-113,74	126,94	-133,62	66,75	-106,77	I	+4,81%	+35,92%	-3,68%	-6,13%
				14	106,84	-99,98	64,16	-98,31	130,91	-131,11	63,87	-133,62	I	+22,53%	+31,14%	-0,45%	+35,92%
				21	129,21	-119,65	86,03	-99,98	131,50	-136,10	78,86	-131,11	I	+1,77%	+13,75%	-8,33%	+31,14%
				26	94,86	-71,42	54,36	-119,65	141,23	-185,24	63,40	-136,10	E	+48,88%	+159,37%	+16,63%	+13,75%
			14	7	247,96	-136,01	55,61	-136,82	185,94	-115,02	44,73	-83,90	I	-25,01%	-15,43%	-19,56%	-38,68%
				9	268,29	-172,09	144,19	-136,01	326,50	-37,76	290,74	-115,02	I	+21,70%	-78,06%	+101,64%	-15,43%
				47	25,25	-34,89	8,59	-172,09	129,73	-87,43	44,17	-37,76	I	+413,78%	+150,59%	+414,20%	-78,06%
				17	59,06	-99,47	19,15	-34,89	81,44	-109,58	10,49	-87,43	I	+37,89%	+10,16%	-45,22%	+150,59%
				22	139,76	-99,32	91,42	-99,47	128,90	-57,76	100,94	-109,58	I	-7,77%	-41,84%	+10,41%	+10,16%
				27	75,18	-54,48	25,99	-99,32	135,99	-174,27	60,27	-57,76	E	+80,89%	+219,88%	+131,90%	-41,84%
			15	2	73,37	-81,70	48,85	-38,79	156,40	-188,45	88,33	-69,93	E	+113,17%	+130,66%	+80,82%	+80,28%
			16	34	149,89	-30,00	58,37	-134,25	202,35	-33,75	52,26	-133,11	E	+35,00%	+12,50%	-10,47%	-0,85%
			17	32	224,17	-188,34	111,07	-98,17	132,66	-138,26	53,83	-37,44	E	-40,82%	-26,59%	-51,54%	-61,86%
			18	35	170,49	-194,30	161,74	-84,66	201,39	-157,37	213,39	-34,16	E	+18,12%	-19,01%	+31,93%	-59,65%
				37	43,69	-40,57	31,74	-194,30	90,33	-56,41	33,47	-157,37	I	+106,75%	+39,04%	+5,45%	-19,01%
				38	84,17	-59,97	26,67	-40,57	53,55	-153,98	14,48	-56,41	I	-36,38%	+156,76%	-45,71%	+39,04%
				41	84,90	-56,01	44,47	-59,97	190,64	-149,08	123,56	-153,98	I	+124,55%	+166,17%	+177,85%	+156,76%
				43	86,58	-75,68	39,96	-56,01	72,22	-117,41	49,10	-149,08	E	-16,59%	+55,14%	+22,87%	+166,17%

# Projecto de Estabilidade de um Edifício de Habitação Multifamiliar

			CYPE				RSA				Tipo de vão	Diferença do RSA em relação ao CYPE				
			Transverso	Momento flector			Transverso	Momento flector				Transverso	Momento flector			
				Apoio Esquerdo	Máximo	Apoio Direito		Apoio Esquerdo	Máximo	Apoio Direito			Apoio Esquerdo	Máximo	Apoio Direito	
Piso 6	Pórtico	Vigas	44	86,06	-75,01	33,09	-56,68	172,74	-133,06	41,63	-26,37	E	+100,72%	+77,39%	+25,81%	-53,48%
	1	2	45	122,74	-95,81	40,38	-98,07	88,13	-47,21	39,65	-54,43	E	-28,20%	-50,73%	-1,81%	-44,50%
	3	23	118,86	-91,40	69,59	-82,40	123,74	-144,33	54,72	-117,30	E	+4,11%	+57,91%	-21,37%	+42,35%	
		24	107,05	-82,40	52,65	-81,74	151,80	-117,30	89,23	-115,26	I	+41,80%	+42,35%	+69,48%	+41,01%	
		25	121,44	-81,74	64,12	-65,67	86,48	-115,26	37,33	-94,35	E	-28,79%	+41,01%	-41,78%	+43,67%	
	4	18	117,40	-81,82	67,39	-116,88	141,72	-169,00	65,62	-92,30	E	+20,72%	+106,55%	-2,63%	-21,03%	
		19	149,34	-116,88	91,92	-113,24	157,13	-92,30	100,24	-141,36	I	+5,22%	-21,03%	+9,05%	+24,83%	
		20	117,69	-113,24	63,48	-65,28	72,20	-141,36	26,39	-75,68	E	-38,65%	+24,83%	-58,43%	+15,93%	
	5	16	60,06	-34,00	40,45	-38,20	86,71	-75,57	46,23	-34,96	E	+44,37%	+122,26%	+14,29%	-8,48%	
	6	10	116,82	-70,05	64,89	-111,71	136,47	-162,10	55,69	-115,48	E	+16,82%	+131,41%	-14,18%	+3,37%	
		11	144,11	-111,71	91,91	-129,57	193,54	-115,48	108,89	-204,78	I	+34,30%	+3,37%	+18,47%	+58,05%	
		13	83,94	-129,57	41,15	-54,29	54,20	-204,78	19,28	-58,59	E	-35,43%	+58,05%	-53,15%	+7,92%	
	7	8	78,14	-19,13	17,83	-33,05	83,52	-3,58	23,95	-36,20	E	+6,89%	-81,29%	+34,32%	+9,53%	
		46	64,75	-33,05	20,16	-29,00	58,82	-36,20	16,47	-7,64	E	-9,16%	+9,53%	-18,30%	-73,66%	
	8	6	37,20	-6,50	3,97	-2,50	30,43	-5,97	5,27	-4,00	E	-18,20%	-8,15%	+32,75%	+60,00%	
	9	3	113,77	-75,61	66,19	-88,91	154,74	-180,94	75,85	-33,79	E	+36,01%	+139,31%	+14,59%	-62,00%	
		4	150,69	-88,91	88,00	-142,56	212,38	-33,79	117,58	-289,67	I	+40,94%	-62,00%	+33,61%	+103,19%	
	10	29	183,40	-166,86	109,21	-99,52	76,59	-123,38	42,88	-41,00	I	-58,24%	-26,06%	-60,74%	-58,80%	
		30	31,74	-99,52	5,31	-21,86	124,81	-41,00	49,14	-81,84	E	+293,23%	-58,80%	+825,42%	+274,38%	
	11	40	170,89	-71,21	82,08	-112,92	186,94	-22,63	64,14	-142,64	I	+9,39%	-68,22%	-21,86%	+26,32%	
		42	124,01	-101,59	55,11	-71,21	208,61	-122,11	69,09	-22,63	E	+68,22%	+20,20%	+25,37%	-68,22%	
	12	31	225,94	-160,51	145,31	-163,83	91,31	-189,34	51,31	-112,16	E	-59,59%	+17,96%	-64,69%	-31,54%	
		33	82,11	-110,60	48,25	-160,51	202,87	-187,64	108,06	-189,34	I	+147,07%	+69,66%	+123,96%	+17,96%	
		36	248,75	-151,16	88,81	-110,60	87,60	-62,39	56,47	-187,64	I	-64,78%	-58,73%	-36,41%	+69,66%	
		39	117,08	-123,35	92,52	-151,16	214,28	-200,02	63,73	-62,37	I	+83,02%	+62,16%	-31,12%	-58,74%	
	13	1	120,80	-97,14	83,36	-115,14	171,43	-91,87	88,84	-242,56	E	+41,91%	-5,43%	+6,57%	+110,67%	
		5	121,41	-98,26	73,86	-97,14	130,02	-138,66	71,50	-91,87	I	+7,09%	+41,12%	-3,20%	-5,43%	
		14	103,26	-103,12	60,49	-98,26	131,44	-132,94	63,66	-138,66	I	+27,29%	+28,92%	+5,24%	+41,12%	
		21	121,97	-101,43	92,87	-103,12	128,13	-121,78	82,32	-132,94	I	+5,05%	+20,06%	-11,36%	+28,92%	
		26	99,53	-76,66	51,39	-101,43	142,69	-194,08	59,72	-121,78	E	+43,36%	+153,17%	+16,21%	+20,06%	
	14	7	205,88	-114,30	58,41	-130,53	189,30	-112,15	45,77	-85,49	I	-8,05%	-1,88%	-21,64%	-34,51%	
		9	269,19	-140,33	145,54	-114,30	331,82	-34,32	288,55	-112,15	I	+23,27%	-75,54%	+98,26%	-1,88%	
		47	26,38	-35,95	9,10	-140,33	130,29	-88,60	44,08	-34,32	I	+393,90%	+146,45%	+384,40%	-75,54%	
		17	59,99	-79,59	18,58	-35,95	83,11	-103,15	11,83	-88,60	I	+38,54%	+29,60%	-36,33%	+146,45%	
		22	134,20	-97,30	89,44	-79,59	125,29	-73,44	95,73	-103,15	I	-6,64%	-24,52%	+7,03%	+29,60%	
	18	27	51,80	-54,22	23,69	-97,30	145,68	-188,91	80,19	-73,44	E	+181,24%	+248,41%	+238,50%	-24,52%	
2		71,90	-82,06	48,70	-33,29	156,65	-189,98	87,65	-67,98	E	+117,87%	+131,51%	+79,98%	+104,21%		
34		164,33	-15,00	36,42	-120,51	83,21	43,92	42,92	-122,04	E	-49,36%	-392,80%	+17,85%	+1,27%		
32		221,18	-190,68	110,08	-84,69	134,45	-142,36	54,27	-30,78	E	-39,21%	-25,34%	-50,70%	-63,66%		
35		170,02	-156,62	129,69	-65,44	214,61	-108,87	215,75	-31,51	E	+26,23%	-30,49%	+66,36%	-51,85%		
37		40,67	-36,17	27,72	-156,62	91,89	-55,06	32,44	-108,87	I	+125,94%	+52,23%	+17,03%	-30,49%		
38		83,99	-55,65	26,46	-36,17	38,71	-144,24	1,00	-55,06	I	-53,91%	+159,19%	-96,22%	+52,23%		
41		84,61	-54,22	45,19	-55,65	185,96	-144,71	132,41	-144,24	I	+119,78%	+166,89%	+193,01%	+159,19%		
43		109,41	-80,64	38,73	-54,22	76,10	-125,99	47,22	-144,71	E	-30,45%	+56,24%	+21,92%	+166,89%		

# Projecto de Estabilidade de um Edifício de Habitação Multifamiliar

			CYPE				RSA				Tipo de vão	Diferença do RSA em relação ao CYPE					
			Transverso	Momento flector			Transverso	Momento flector				Transverso	Momento flector				
				Apoio Esquerdo	Máximo	Apoio Direito		Apoio Esquerdo	Máximo	Apoio Direito			Apoio Esquerdo	Máximo	Apoio Direito		
Piso Cobertura	Pórtico	Vigas	1	44	54,21	-65,88	38,74	-37,36	131,28	-103,05	33,77	-27,19	E	+142,17%	+56,42%	-12,83%	-27,22%
			2	45	115,74	-82,67	37,78	-83,84	67,03	-43,99	41,61	-32,31	E	-42,09%	-46,79%	+10,14%	-61,46%
			3	23	113,02	-41,41	75,03	-77,51	92,46	-90,80	45,58	-90,70	E	-18,19%	+119,27%	-39,25%	+17,02%
				24	68,69	-77,51	38,93	-74,26	113,41	-90,70	65,07	-86,53	I	+65,10%	+17,02%	+67,15%	+16,52%
				25	104,64	-74,26	71,27	-26,47	64,24	-86,53	32,76	-56,19	E	-38,61%	+16,52%	-54,03%	+112,28%
			4	18	115,05	-42,33	68,38	-96,07	102,41	-94,61	55,84	-79,98	E	-10,99%	+123,51%	-18,34%	-16,75%
				19	129,90	-96,07	98,72	-102,51	113,62	-79,98	65,91	-105,96	I	-12,53%	-16,75%	-33,24%	+3,37%
				20	106,66	-102,51	66,88	-25,54	56,83	-105,96	25,52	-50,56	E	-46,72%	+3,37%	-61,84%	+97,96%
			5	16	55,95	-10,88	53,77	-16,57	69,94	-23,89	45,78	-49,78	E	+25,00%	+119,58%	-14,86%	+200,42%
			6	10	114,36	-27,41	69,79	-97,97	100,20	-90,25	54,35	-84,91	E	-12,38%	+229,26%	-22,12%	-13,33%
				11	119,46	-97,07	72,87	-98,93	145,19	-84,91	83,65	-152,60	I	+21,54%	-12,53%	+14,79%	+54,25%
				13	78,62	-98,93	36,94	-49,11	46,46	-152,60	17,39	-41,97	E	-40,91%	+54,25%	-52,92%	-14,54%
			7	8	63,57	-13,92	9,54	-21,21	71,27	-4,00	12,51	-28,26	E	+12,11%	-71,26%	+31,13%	+33,24%
				46	46,72	-21,21	15,20	-25,09	37,41	-28,26	9,05	-7,38	E	-19,93%	+33,24%	-40,46%	-70,59%
			8	6	23,81	-5,07	3,63	-2,60	28,32	-4,00	5,10	-2,50	E	+18,94%	-21,10%	+40,50%	-3,85%
			9	3	113,17	-30,46	70,38	-89,85	113,54	-101,70	68,55	-39,95	E	+0,33%	+233,88%	-2,60%	-55,54%
				4	128,83	-89,95	72,50	-114,36	156,00	-39,95	77,84	-216,90	I	+21,09%	-55,59%	+7,37%	+89,66%
			10	29	136,62	-143,94	85,69	-51,11	39,55	-82,80	48,95	-9,50	I	-71,05%	-42,48%	-42,88%	-81,41%
				30	18,62	-51,11	-12,10	-16,00	95,29	-9,50	46,59	-67,65	E	+411,76%	-81,41%	-485,04%	+322,81%
			11	40	93,95	-39,69	17,52	-67,52	124,38	-7,34	69,70	-96,68	I	+32,39%	-81,51%	+297,83%	+43,19%
				42	70,11	-80,65	44,95	-39,69	45,31	-94,08	69,70	-7,34	E	-35,37%	+16,65%	+55,06%	-81,51%
			12	31	115,65	-71,14	88,21	-100,14	26,20	-79,22	19,66	-55,05	E	-77,35%	+11,36%	-77,71%	-45,03%
				33	24,71	-50,00	-3,70	-71,14	111,30	-103,33	72,33	-79,22	I	+350,42%	+106,66%	-2054,86%	+11,36%
				36	100,17	-75,04	63,96	-50,00	29,42	-9,50	29,25	-103,33	I	-70,63%	-87,34%	-54,27%	+106,66%
				39	54,69	-76,70	42,55	-75,04	127,06	-151,00	70,37	-9,50	I	+132,33%	+96,87%	+65,38%	-87,34%
			13	1	108,78	-98,58	80,37	-84,03	131,94	-104,96	72,12	-168,30	E	+21,29%	+6,47%	-10,27%	+100,29%
				5	87,97	-76,02	53,41	-98,58	101,85	-104,96	55,13	-104,96	I	+15,78%	+38,07%	+3,22%	+6,47%
				14	102,96	-94,06	55,75	-76,02	99,14	-105,19	44,98	-104,96	I	-3,71%	+11,83%	-19,32%	+38,07%
				21	104,54	-82,91	71,45	-94,06	102,75	-97,90	65,10	-105,19	I	-1,71%	+18,08%	-8,89%	+11,83%
			14	26	85,36	-58,92	45,33	-82,91	108,78	-141,82	39,23	-97,90	E	+27,44%	+140,70%	-13,46%	+18,08%
				7	142,85	-83,38	27,19	-66,06	192,24	-50,32	47,66	-86,40	I	+34,57%	-39,65%	+75,29%	+30,79%
				9	248,00	-97,31	144,18	-83,38	280,17	-21,95	228,14	-50,32	I	+12,97%	-77,44%	+58,23%	-39,65%
		47		23,92	-24,40	12,00	-97,31	105,67	-71,97	40,82	-21,95	I	+341,76%	+194,96%	+240,17%	-77,44%	
		18	17	55,78	-69,21	13,69	-24,40	63,92	-76,00	4,32	-71,97	I	+14,59%	+9,81%	-68,44%	+194,96%	
			22	96,42	-62,23	75,12	-69,21	100,37	-62,84	80,25	-76,00	I	+4,10%	+0,98%	+6,83%	+9,81%	
			27	61,12	-29,29	15,02	-62,23	103,26	-126,03	40,38	-62,84	E	+68,95%	+330,28%	+168,84%	+0,98%	
			2	61,25	-71,49	44,66	-12,06	128,64	-157,86	72,14	-50,99	E	+110,02%	+120,81%	+61,53%	+322,80%	
		16	34	106,96	-7,00	17,34	-105,12	175,82	-3,75	27,80	-111,84	E	+64,38%	-46,43%	+60,32%	+6,39%	
		17	32	186,86	-173,82	98,65	-22,32	100,77	-119,25	40,25	-8,45	E	-46,07%	-31,39%	-59,20%	-62,14%	
		18	35	86,88	-104,72	94,54	-40,28	48,16	-42,19	57,61	-17,19	E	-44,57%	-59,71%	-39,06%	-57,32%	
			37	26,11	-26,00	28,00	-104,72	62,88	-38,96	37,38	-42,19	I	+140,83%	+49,85%	+33,50%	-59,71%	
			38	58,75	-23,88	23,49	-26,00	15,65	-80,36	-10,29	-38,96	I	-73,36%	+236,52%	-143,81%	+49,85%	
			41	24,66	-13,61	16,20	-23,88	108,65	-60,71	90,05	-80,36	I	+340,59%	+346,07%	+455,86%	+236,52%	
			43	86,75	-65,46	16,98	-13,61	43,23	-87,62	29,93	-60,71	E	-50,17%	+33,85%	+76,27%	+346,07%	

## Projecto de Estabilidade de um Edifício de Habitação Multifamiliar

			CYPE				RSA				Tipo de vão	Diferença do RSA em relação ao CYPE			
			Transverso	Momento flector			Transverso	Momento flector				Transverso	Momento flector		
				Apoio Esquerdo	Máximo	Apoio Direito		Apoio Esquerdo	Máximo	Apoio Direito			Apoio Esquerdo	Máximo	Apoio Direito
Piso Cobertura 2	Pórtico	Vigas	34,85	-29,73	26,91	-24,75	19,05	-19,31	12,64	-9,54	E	-45,34%	-35,05%	-53,03%	-61,45%
	1	13													
	2	8	36,24	-28,74	27,32	-17,22	18,86	-19,19	12,28	-9,86	E	-47,96%	-33,23%	-55,05%	-42,74%
	3	9	13,18	-15,19	12,46	-15,19	61,06	-36,57	24,12	19,00	E	+363,28%	+140,75%	+93,58%	-225,08%
	4	35	10,93	-11,02	6,52	-4,36	60,88	-34,60	25,95	-16,40	E	+457,00%	+213,97%	+298,01%	+276,15%

Tabela 46 – Esforços em vigas

Da análise dos esforços obtidos por ambos os programas pode-se constatar que no caso do edifício em estudo existem diferenças quanto aos esforços obtidos, diferenças que chegam a ser muito significativas em alguns casos. Os resultados são apenas relativos ao caso edifício em estudo não sendo possível tirar conclusões mais profundas sobre as diferenças entre estes dois programas de cálculo estrutural.

Nos pilares o RSA apresenta valores de esforços tendencialmente mais altos que se traduzem no geral numa diferença de +10,08% em esforços axiais, de +2,94% em momento flector segundo o eixo X e de +55,43% em momento flector segundo o eixo Y. Nos pilares interiores o RSA apresenta também valores mais altos que o CYPE traduzindo-se em +9,30% em esforços axiais, +1,13% em momento flector segundo o eixo X e em +54,77% em momento flector segundo o eixo Y. Nos pilares exteriores é onde se verifica uma maior diferença de esforços entre os dois programas continuando o RSA a apresentar maiores valores de esforços expressando-se em +11,71% em esforços axiais, +6,75% em momento flector segundo o eixo X, e em +56,82% em momento flector segundo o eixo Y.

Nas vigas tal como nos pilares o RSA apresenta valores de esforços tendencialmente mais elevados que o CYPE. Na análise de esforço transversal das vigas foi tido em conta o tipo de vão em análise, se era vão extremo ou interior de um pórtico, e no caso da análise do momento flector para além do tipo de vão foi também tido em conta seu valor nos apoios e o seu valor máximo.

Tanto nos vãos extremos como nos vãos interiores dos pórticos o esforço transversal é mais elevado no RSA traduzindo-se em +55,40% para os vãos extremos e +52,38% para os vãos interiores. No caso do momento flector em vãos extremos de pórticos o RSA continua a

apresentar valores mais elevados resultando em +25,76% nos apoios e +82,47% no valor do momento máximo, nos vãos interiores dos pórticos os valores do RSA são mais elevados embora sejam já mais aproximados dos valores do CYPE, expressando-se em +28,86% nos apoios e +17,28% no valor do momento máximo.

Para melhor compreensão de resultados destas médias são apresentadas as seguintes tabelas;

N	M <sub>x</sub>	M <sub>y</sub>
+10,08%	+2,94%	+55,43%

Tabela 47 - Diferença de esforços de pilares em geral obtidos no RSA em relação ao CYPE

N	M <sub>x</sub>	M <sub>y</sub>
+9,30%	+1,13%	+54,77%

Tabela 48 - Diferença de esforços nos pilares interiores obtidos no RSA em relação ao CYPE

N	M <sub>x</sub>	M <sub>y</sub>
+11,71%	+6,75%	+56,82%

Tabela 49 - Diferença de esforços nos pilares exteriores obtidos no RSA em relação ao CYPE

Diferença de esforços em vigas obtidos no RSA em relação ao CYPE

- Ao nível de esforço transversal

Vão Extremo	Vão Interior
+55,40%	+52,38%

Tabela 47 - Diferença de esforço transversal obtido no RSA em relação ao CYPE

- Ao nível de momento flector

Vão Extremo		Vão Interior	
Apoios	Máximo	Apoios	Máximo
+25,76%	+82,47%	+28,86%	+17,28%

Tabela 48 - Diferença de momento flector obtido no RSA em relação ao CYPE

### 10. Dimensionamento estrutural

Por opção o dimensionamento das lajes de escada, e dos elementos de fundação dos pilares e muros foi efectuado manualmente. Para o dimensionamento destes elementos foram utilizados os resultados do cálculo estrutural efectuado pelo CYPE.

#### 10.1. Dimensionamento da laje de escada

Para efeitos de dimensionamento, os diagramas de esforço transversal e momentos flectores considerados foram os valores obtidos pelo programa de cálculo (FTOOL).

Após a quantificação das acções aplicadas na laje de escadas em estudo, através da consulta dos resultados apresentados pelo FTOOL, pretende-se calcular as armaduras de flexão e de corte, respeitando as respectivas verificações a seguir descritas.

##### 10.1.1. Modelo de cálculo

Para lajes, considera-se uma altura útil  $d$ , igual a:

$$d = h - 0,04$$

Sendo  $h$  a espessura da laje.

- Cálculo da Armadura Principal

Considerando:

$$Mrd \geq Msd_{m\acute{a}x}$$

Determinamos:

$$\mu = \frac{Mrd}{b \times d^2 \times fcd}$$

Em que:

$Msd_{m\acute{a}x}$  – Valor de cálculo do momento flector actuante máximo;

$Mrd$  – Valor de cálculo do momento flector resistente.

Após a determinação do  $\mu$ , através da consulta das tabelas de flexão, retiramos o valor de  $\omega$ , sendo que:

$$\omega = \frac{As \times fyd}{b \times d \times fcd}$$

Como a única incógnita desta relação é a área de aço  $As$ , é assim possível determinar a mesma.

Para a escolha da solução de armadura a dispor na laje, é preciso ter em atenção o espaçamento máximo permitido para a armadura principal, sendo:

Para zonas de esforços máximos:

$$sm\acute{a}x \leq \left[ \frac{2h}{250mm} \right]$$

Para as restantes zonas:

$$sm\acute{a}x \leq \left[ \frac{3h}{400mm} \right]$$

Com estes valores, ficamos aptos para proceder á escolha da armadura, vem como o espaçamento admitido que poderemos utilizar.

É necessário proceder a verificação dos valores limite de armadura, sendo:

$$Asmin \geq \left[ \begin{array}{c} 0,26 \times \frac{fctm}{fyk} \times b \times d \\ 0,0013 \times b \times d \end{array} \right]$$

$$Asm\acute{a}x \leq 0,04 \times Ac$$



Após a determinação da armadura principal, é necessário calcular a armadura de distribuição desta, sendo:

$$As_{dist} > 20\%As_p$$

Nas figuras seguintes estão representadas a planta das escadas, a planta estrutural das escadas e o modelo estrutural de cada tramo das escadas.

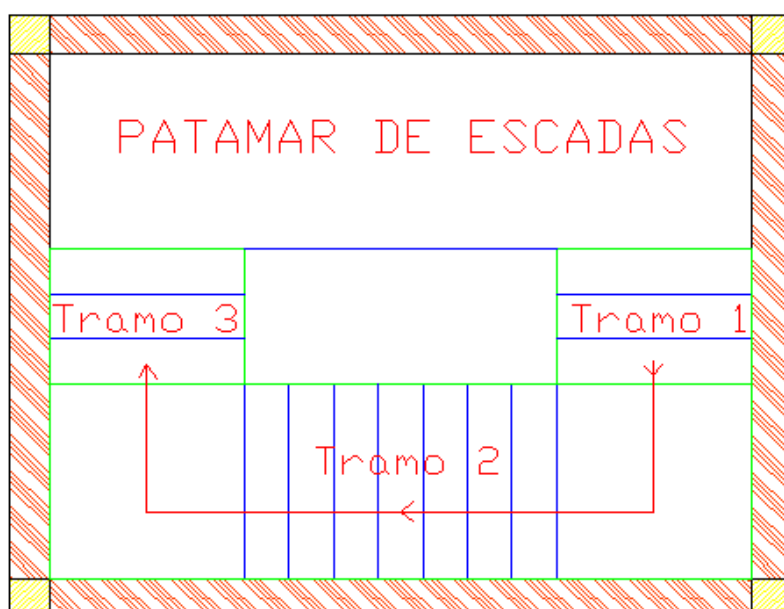


Figura 42 – Planta das escadas

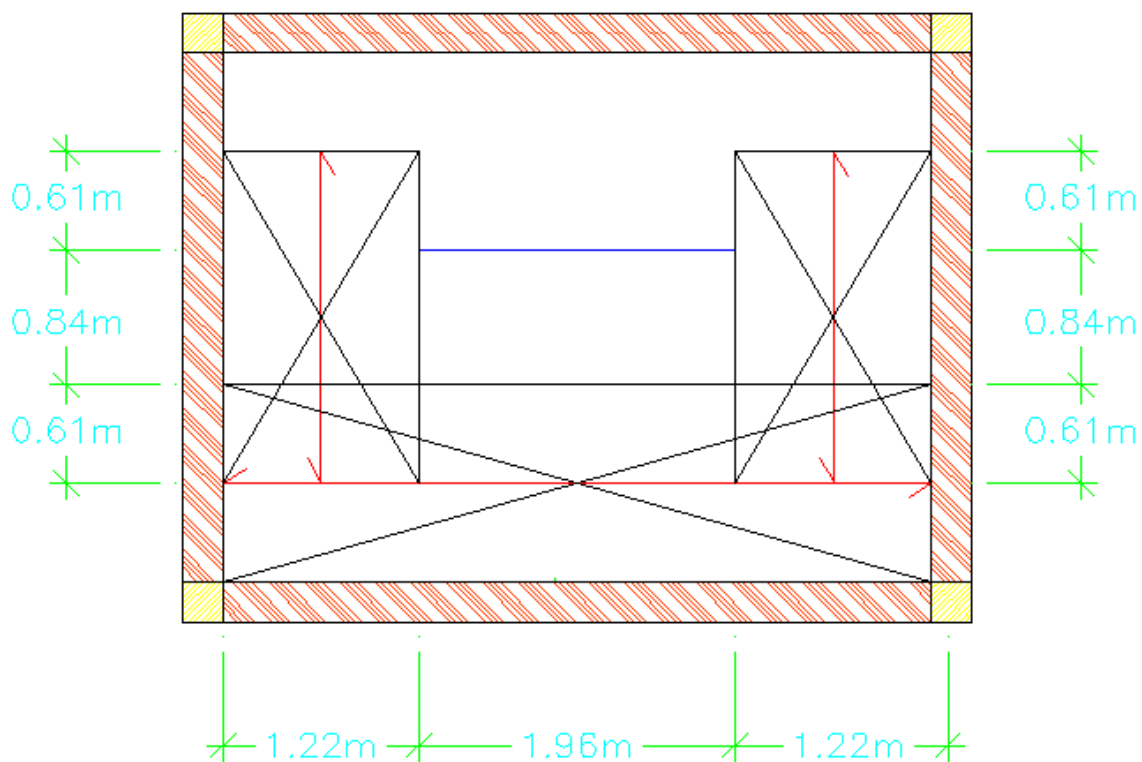


Figura 43 – Planta estrutural das escadas

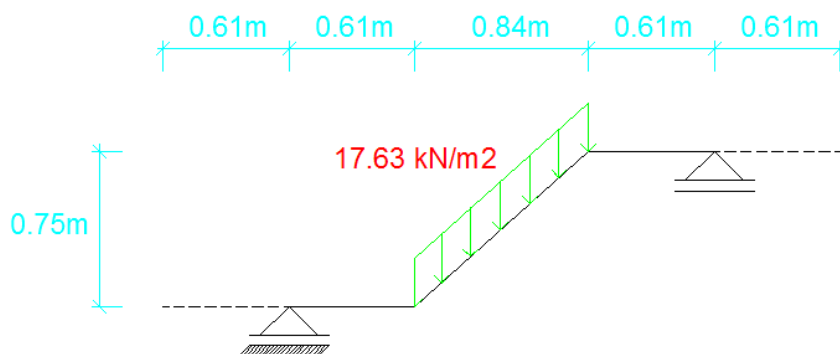


Figura 44 – Primeiro tramo de escadas

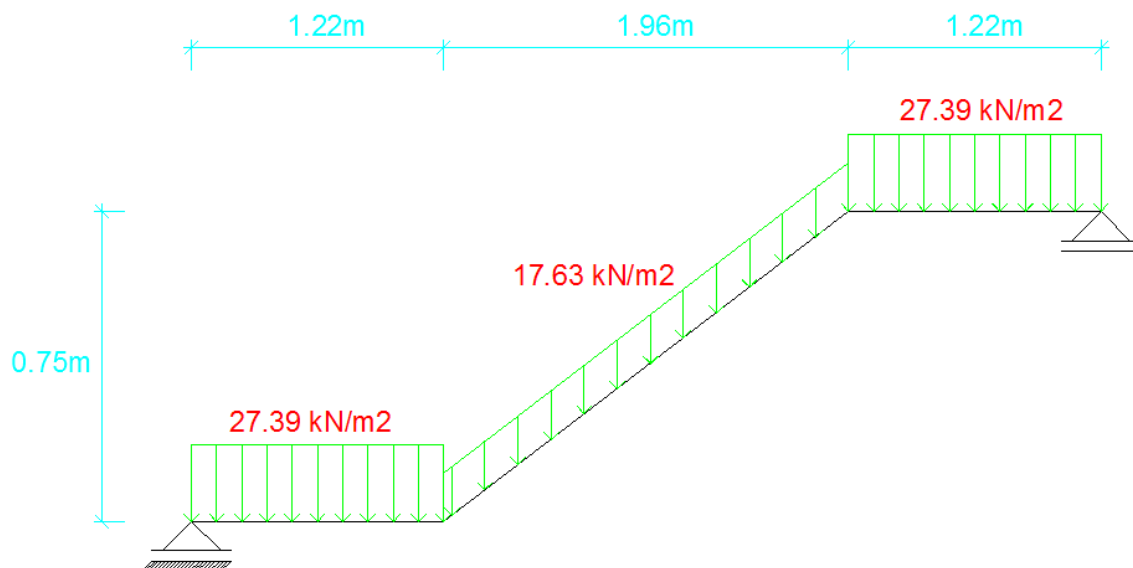


Figura 45 – Segundo tramo de escadas

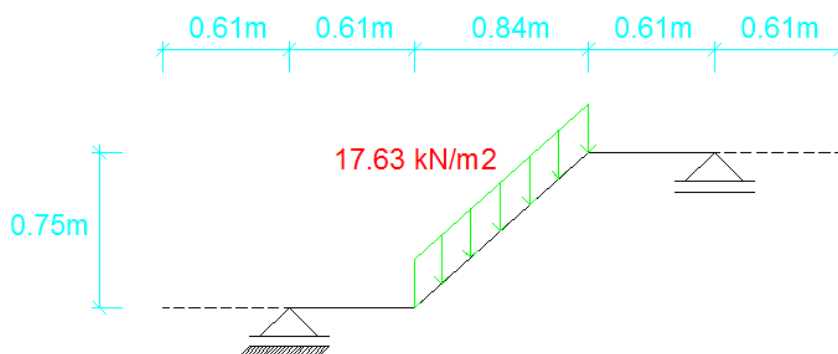


Figura 46 – Terceiro tramo de escadas

### 10.1.2. Cálculo da armadura longitudinal

- Primeiro e terceiro tramo de escadas

Como primeiro e o terceiro lanço de escadas tem as mesmas dimensões de vão, condições de apoio e estão sujeitos as mesmas cargas, considera-se que são iguais, logo apenas se farão os cálculos para um lanço.

- Momento máximo

$$M_{ed} = 10,50 \text{ kN.m}$$

- Armadura necessária

$$\mu = \frac{10,50}{1 \times 0,17^2 \times 16700} = 0,022$$

$\mu$	$\omega$
0,020	0,021
0,022	0,023
0,025	0,026

Tabela 49 – Interpolação do valor de percentagem mecânica de armadura

$$\omega = \frac{As \times 435000}{1 \times 0,17 \times 16700} = 0,023$$
$$As = 1,50 \text{ cm}^2/m$$

- Armadura mínima e máxima

$$As, \min \geq \begin{cases} 0,26 \times \frac{2,6}{500} \times 0,17 \times 1 = 2,30 \text{ cm}^2/m \\ 0,0013 \times 0,17 \times 1 = 2,21 \text{ cm}^2/m \end{cases}$$
$$As, \max \leq 0,04 \times 1 \times 0,20 = 80,00 \text{ cm}^2/m$$

- Espaçamento máximo

$$S_{\max} \leq \begin{cases} 2 \times 0,17 = 0,34m \\ 0,25m \end{cases}$$

- Solução de armadura

$$\phi 8/0,200m \quad (A_s = 2,51 \text{ cm}^2/m)$$

- Armadura de distribuição

$$A_{s,dist} = 0,20 \times 2,51 = 0,502 \text{ cm}^2/m$$

$$\phi 8/0,300m \quad (A_s = 0,94 \text{ cm}^2/m)$$

- Armadura de superior

$$\# \phi 8/0,200m \quad (A_s = 2,51 \text{ cm}^2/m)$$

- Segundo tramo de escadas

- Momento máximo

$$M_{ed} = 62,90 \text{ kN.m}$$

- Armadura necessária

$$\mu = \frac{62,90}{1 \times 0,17^2 \times 16700} = 0,130$$

$\mu$	$\omega$
0,125	0,137
0,130	0,143
0,135	0,149

Tabela 50 – Interpolação do valor de percentagem mecânica de armadura

$$\omega = \frac{A_s \times 435000}{1 \times 0,17 \times 16700} = 0,143$$

$$A_s = 9,14 \text{ cm}^2/m$$

- Armadura mínima e máxima

$$A_{s, \min} \geq \begin{cases} 0,26 \times \frac{2,6}{500} \times 0,17 \times 1 = 2,30 \text{ cm}^2/m \\ 0,0013 \times 0,17 \times 1 = 2,21 \text{ cm}^2/m \end{cases}$$

$$A_{s, \max} \leq 0,04 \times 1 \times 0,20 = 80,00 \text{ cm}^2/m$$

- Espaçamento máximo

$$S_{\max} \leq \begin{cases} 2 \times 0,17 = 0,34m \\ 0,25m \end{cases}$$

- Solução de armadura

$$\phi 12/0,100m \text{ (} A_s = 11,31 \text{ cm}^2/m \text{)}$$

- Armadura de distribuição

$$A_{s, \text{dist}} = 0,20 \times 11,31 = 2,26 \text{ cm}^2/m$$

$$\phi 8/0,200m \text{ (} A_s = 2,51 \text{ cm}^2/m \text{)}$$

- Armadura de superior

$$\# \phi 8/0,200m \text{ (} A_s = 2,51 \text{ cm}^2/m \text{)}$$

### 10.2. Elementos de fundação

Para efectuar o cálculo dos elementos de fundação é necessário fazer uma avaliação correcta ao solo, como até á data de realização deste trabalho não haviam sido efectuadas sondagens geotécnicas ao terreno foi feita uma visita ao local de implantação do edifício da qual foram admitidas as seguintes condições:

Densidade aparente -  $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$

Ângulo de atrito do terreno -  $\phi' = 30^\circ$

Tensão admissível do solo -  $\sigma_{adm} = 0,4MPa$

### 10.2.1. Modelo de cálculo para sapatas isoladas

- Pré dimensionamento

Considerando que os elementos de fundação são sapatas rígidas, vem que segundo A. Guerrin em “Traité de Béton Armé” de 1977:

$$H > \frac{B - b}{4} + 0,05 \text{ m}$$

Onde:

$H$ - Altura da sapata

$B$ - Maior dimensão da sapata

$b$ - Dimensão do elemento vertical (pilar/muro)

Admitindo que:

$$\sigma_g \leq \sigma_{adm \text{ solo}}$$

$$\sigma_g \leq \frac{Vk}{B \times L}$$

Onde:

$\sigma_g$ - Tensão transmitida pela sapata ao terreno de fundação

$\sigma_{adm \text{ solo}}$ - Tensão máxima admissível pelo terreno de fundação

$Vk$ - Carga vertical transmitida pelo elemento vertical à sapata somado com o peso da sapata

$B$ - Dimensão da base da sapata

$L$ - Dimensão da largura da sapata

- Verificação das dimensões da sapata

Admitindo que:

$$\frac{e_y}{B_y} + \frac{e_z}{B_z} \leq \frac{1}{6}$$

Em que:

$$e_y = \frac{M_z}{Vk} \quad e_z = \frac{M_y}{Vk}$$

Vem:

$$\sigma_{3/4} \leq \sigma_{adm \ solo}$$

$$\sigma_{3/4} = \frac{3 \times \sigma_{g \ max} + \sigma_{g \ min}}{4}$$

$$\sigma_{g \ max} \leq \frac{Vk}{B \times L} \times \left( 1 + 6 \frac{e_y}{B_y} + 6 \frac{e_z}{B_z} \right)$$

$$\sigma_{g \ min} \leq \frac{Vk}{B \times L} \times \left( 1 - 6 \frac{e_y}{B_y} - 6 \frac{e_z}{B_z} \right)$$

- Cálculo da armadura principal

Considerando:

$$Mrd \geq Msd_{m\acute{a}x}$$

Determinamos:

$$\mu = \frac{Mrd}{b \times d^2 \times fcd}$$

Em que:

$Msd_{m\acute{a}x}$  – Valor de cálculo do momento flector actuante máximo;

$Mrd$  – Valor de cálculo do momento flector resistente.



Após a determinação do  $\mu$ , através da consulta das tabelas de flexão, retiramos o valor de  $\omega$ , sendo que:

$$\omega = \frac{As \times f_{yd}}{b \times d \times f_{cd}}$$

Como a única incógnita desta relação é a área de aço  $As$ , é assim possível determinar a mesma.

Para a escolha da solução de armadura a dispor na laje, é preciso ter em atenção o espaçamento máximo e mínimo permitido para a armadura principal, sendo:

$$s_{\max} \leq \left[ \frac{2h}{250\text{mm}} \right]$$

$$s_{\min} \geq \left[ \begin{array}{c} \phi \text{ varão} \\ D_{\max} + 5\text{mm} \\ 25\text{mm} \end{array} \right]$$

Com estes valores, ficamos aptos para proceder á escolha da armadura, vem como o espaçamento admitido que poderemos utilizar.

É necessário proceder a verificação dos valores limite de armadura, sendo:

$$As_{\min} \geq \left[ \begin{array}{c} 0,26 \times \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \times b \times d \\ 0,0013 \times b \times d \end{array} \right]$$
$$As_{\max} \leq 0,04 \times A_c$$

- Verificação à rotura por corte

Para ser verificada a segurança ao corte, é necessário garantir que o esforço actuante é menor do que a resistência ao corte do betão por si só a uma distância  $d$  da face do pilar o que conduz à definição de duas secções de corte. Para cada secção de corte é necessário calcular a resultante das tensões geradas na base da sapata devido aos esforços transmitidos pelo pilar

Assim:

$$V_{ed} \leq \begin{cases} V_{rd,c} = 0,12 \times k \times (100 \times \rho l \times f_{ck})^{1/3} \times b \times d \\ V_{rd,c} = 0,035 \times k^{3/2} \times f_{ck}^{1/2} \times b \times d \end{cases}$$

Sendo:

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0$$
$$\rho l = \frac{A_s}{b \times d}$$

Em que as dimensões da laje são em *mm* e *fck* em *MPa*.

É necessário garantir também que o esforço actuante é inferior ao máximo valor de esforço transversal. Assim:

$$V_{rd,m\acute{a}x} = \frac{b \times 0,9 \times d \times v \times f_{cd}}{\cot \theta + \tan \theta}$$

Sendo:

$$v = 0,6 \times \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right)$$

, com *fck* em *MPa*.

### 10.2.2. Modelo de cálculo para sapatas excêntricas

- Pré-dimensionamento

A consideração deste modelo de cálculo só possível quando a dimensão *b* do pilar for elevada, a carga transmitida (*V*) for reduzida e as características do solo correspondam a uma tensão,  $\sigma_{adm}$ , elevada.

È ainda possível admitir uma distribuição uniforme de tensões no solo. A resultante de pressões do solo actua com uma excentricidade em relação à carga transmitida pelo pilar dada por:

$$e = \frac{B}{2} - \frac{b}{2}$$

Sendo:

$B$  – A largura da sapata

$b$  – A largura do pilar

Gera-se, deste modo, um binário dado por:

$$M = \frac{V}{2}(B - b)$$

Este binário tem de ser equilibrado pelas forças  $H$ , mobilizadas no primeiro elemento horizontal, e na interface da base da sapata com o solo de fundação. Esta última resultará sobretudo da contribuição das forças tangenciais mobilizadas pelo atrito solo-betão mas também pelo impulso passivo que for possível mobilizar na frente da sapata. As forças  $H$  são dadas pela expressão:

$$H = \frac{V}{2h}(B - b)$$

Sendo:

$H$  – Força horizontal

$V$  – Força vertical transmitida pelo pilar à sapata

$h$  - Altura entre a sapata e o primeiro elemento horizontal

$B$  – A largura da sapata

$b$  – A largura do pilar

$$H \leq V_k \times tg_{\delta b}$$

Sendo:

$H$  – Força horizontal

$V$  – Força vertical transmitida pelo pilar à sapata

$tg_{\delta b}$  – Tangente do ângulo de atrito interno do solo de fundação

Admitindo que:

$$\sigma_g \leq \sigma_{adm\ solo}$$

$$\sigma_g \leq \frac{Vk}{B \times L}$$

$$L = 2B$$

Onde:

$\sigma_g$ - Tensão transmitida pela sapata ao terreno de fundação

$\sigma_{adm\ solo}$ - Tensão máxima admissível pelo terreno de fundação

$Vk$ - Carga vertical transmitida pelo elemento vertical à sapata somado com o peso da sapata

$B$ - Dimensão da base da sapata

$L$ - Dimensão da largura da sapata

- Cálculo da armadura principal

Considerando:

$$Mrd \geq Msd_{m\acute{a}x}$$

Determinamos:

$$\mu = \frac{Mrd}{b \times d^2 \times fcd}$$

Em que:

$Msd_{m\acute{a}x}$  – Valor de cálculo do momento flector actuante máximo;

$Mrd$  – Valor de cálculo do momento flector resistente.

Após a determinação do  $\mu$ , através da consulta das tabelas de flexão, retiramos o valor de  $\omega$ , sendo que:

$$\omega = \frac{As \times f_{yd}}{b \times d \times f_{cd}}$$

Como a única incógnita desta relação é a área de aço  $As$ , é assim possível determinar a mesma.

Para a escolha da solução de armadura a dispor na laje, é preciso ter em atenção o espaçamento máximo e mínimo permitido para a armadura principal, sendo:

$$s_{\max} \leq \left[ \frac{2h}{250\text{mm}} \right]$$

$$s_{\min} \geq \left[ \begin{array}{c} \phi \text{ varão} \\ D_{\max} + 5\text{mm} \\ 25\text{mm} \end{array} \right]$$

Com estes valores, ficamos aptos para proceder á escolha da armadura, vem como o espaçamento admitido que poderemos utilizar.

É necessário proceder a verificação dos valores limite de armadura, sendo:

$$As_{\min} \geq \left[ \begin{array}{c} 0,26 \times \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \times b \times d \\ 0,0013 \times b \times d \end{array} \right]$$
$$As_{\max} \leq 0,04 \times A_c$$

- Verificação à rotura por corte

Para ser verificada a segurança ao corte, é necessário garantir que o esforço actuante é menor do que a resistência ao corte do betão por si só a uma distância  $d$  da face do pilar o que conduz à definição de duas secções de corte. Para cada secção de corte é necessário calcular a resultante das tensões geradas na base da sapata devido aos esforços transmitidos pelo pilar

Assim:

$$V_{ed} \leq \begin{bmatrix} V_{rd,c} = 0,12 \times k \times (100 \times \rho l \times f_{ck})^{1/3} \times b \times d \\ V_{rd,c} = 0,035 \times k^{3/2} \times f_{ck}^{1/2} \times b \times d \end{bmatrix}$$

Sendo:

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0$$
$$\rho l = \frac{A_s}{b \times d}$$

Em que as dimensões da laje são em *mm* e *fck* em *MPa*.

É necessário garantir também que o esforço actuante é inferior ao máximo valor de esforço transversal. Assim:

$$V_{rd,m\acute{a}x} = \frac{b \times 0,9 \times d \times v \times f_{cd}}{\cot \theta + \tan \theta}$$

Sendo:

$$v = 0,6 \times \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right)$$

, com *fck* em *MPa*.

### 10.2.3. Dimensionamento de sapatas de pilares isoladas

#### 10.2.3.1. Sapata dos pilares P7, P14, P20 e P26

- Pré-dimensionamento

Dados:

$$V_k = 2845,90 \text{ kN}$$

$$M_z = 33,60 \text{ kNm}$$

$$M_y = 47,60 \text{ kNm}$$

$$b_z = 0,55 \text{ m}$$

$b_y = 0,40m$

Então:

Tensão admissível do solo	Carga aplicada à sapata	Relação de lados da sapata		Dimensões da Sapata	
400	2845,90	B=	1,0000	L	B= 2,75    A= 2,75

Tabela 51 – Dimensionamento da sapata

Dimensão do pilar	
b= 0,55	a= 0,40

Altura da sapata		
$h \geq 0,75$	e	$h \geq 0,75$

Tabela 52 – Dimensionamento da altura da sapata

Dimensões da sapata	By=	2,70
	Bz=	2,70
	h=	0,75
Esforços na sapata	My=	33,60
	Mz=	47,60
	N=	2648,30
	P=	136,69
Excentricidades	ey=	0,017092
	ez=	0,012065
Tensão admissível do solo	$\tau_{adm}$ =	400,00
Tensões transmitidas ao terreno	$\sigma_1$ =	406,78
	$\sigma_2$ =	377,76
	$\sigma_3$ =	386,30
	$\sigma_4$ =	357,28
	$\sigma_{3/4}$ =	394,40

OK

Tabela 53 – Verificação das dimensões da sapata

- Cálculo da armadura principal

Dados:

$$PP_{sapata_{maj}} = 205,03 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 4101,68 \text{ kN}$$

$$M_{sdz} = 81,67 \text{ kNm}$$

$$M_{sdy} = 70,63 \text{ kNm}$$

$$\sigma_{3/4} = 585,76 \text{ kPa}$$

Então:



- Momento máximo

$$M_{sd} = \frac{585,76 \times 1,21^2}{2} = 428,81 \text{ kNm}$$

- Armadura necessária

$$\mu = \frac{428,81}{1,0 \times 0,69^2 \times 16700} = 0,054$$

$\mu$	$\omega$
0,050	0,0520
0,054	0,0568
0,055	0,0580

Tabela 54 – Interpolação do valor de percentagem mecânica de armadura

$$\omega = \frac{As \times 435000}{1,0 \times 0,69 \times 16700} = 0,0568$$
$$As = 15,02 \text{ cm}^2/m$$

- Armadura mínima e máxima

$$As, min \geq \begin{cases} 0,26 \times \frac{2,6}{500} \times 0,69 \times 1 = 9,33 \text{ cm}^2/m \\ 0,0013 \times 0,69 \times 1 = 8,97 \text{ cm}^2/m \end{cases}$$

$$As, max \leq 0,04 \times 1 \times 0,75 = 300,00 \text{ cm}^2/m$$

- Espaçamento máximo

$$S_{m\acute{a}x} \leq \begin{cases} 2 \times 0,75 = 1,50m \\ 0,25m \end{cases}$$

- Espaçamento mínimo

$$S_{min} \geq \begin{cases} \emptyset \text{ varão} \\ D_{m\acute{a}x} + 5mm \\ 25mm \end{cases}$$

- Solução de armadura

$$\# \phi 16 / 0,10m \text{ (} A_s = 20,11 \text{ cm}^2 / m \text{)}$$

- Armadura de superior

$$\# \phi 12 / 0,125m \text{ (} A_s = 9,05 \text{ cm}^2 / m \text{)}$$

- Verificação ao corte

Esforços	Ved=	4101,68
	Med,y=	70,63
	Med,z=	81,67
Dimensão Sapatas	By=	2,70
	Bz=	2,70
	H=	0,85
Dimensão Pilar	by=	0,40
	bz=	0,50
Excentricidades	ey=	0,0172
	ez=	0,0199

Tabela 55 – Esforços na sapata e dimensões de sapatas e pilar

Tensões no Solo	$\tau_{gd1} =$	609,07
	$\tau_{gd2} =$	566,01
	$\tau_{gd3} =$	559,28
	$\tau_{gd4} =$	516,22

Secções a analisar	
I	0,36
II	0,31

Tensões auxiliar	$\tau_{aux1} =$	602,43
	$\tau_{aux2} =$	559,37
	$\tau_{aux3} =$	554,34
	$\tau_{aux4} =$	604,13

Secção	Ved
I	567,86
II	486,89

Tabela 56 – Valor das tensões no solo e secção a analisar

Betão C	25
$f_{ctm}$	2,6
$f_{yk}$	500

$p_{l \min}$	0,001352
K	1,50
$v_{rd,c}$	577,41

OK

Tabela 57 – Valor resistente ao esforço transversal

A sapata verifica ao estado limite último de resistência por corte.

#### 10.2.3.2. Sapata dos pilares P27 e P21

- Pré-dimensionamento

Dados:

$$V_k = 2154,48 \text{ kN}$$

$$M_z = 18,10 \text{ kNm}$$

$$M_y = -82,14 \text{ kNm}$$

$$b_z = 0,70 \text{ m}$$

$$b_y = 0,25 \text{ m}$$

Então:

Tensão admissível do solo	Carga aplicada à sapata	Relação de lados da sapata		Dimensões da Sapata	
400	2154,48	B=	1,0000	L	B= 2,60    A= 2,60

Tabela 58 – Dimensionamento da sapata

Dimensão do pilar	
b= 0,70	a= 0,25

Altura da sapata		
h≥ 0,60	e	h≥ 0,75

Tabela 59 – Dimensionamento da altura da sapata

Dimensões da sapata	By=	2,60
	Bz=	2,60
	h=	0,75
Esforços na sapata	My=	18,10
	Mz=	-82,14
	N=	1998,11
	P=	126,75
Excentricidades	ey=	-0,003866
	ez=	0,008518
Tensão admissível do solo	$\tau$ adm=	400,00
Tensões transmitidas ao terreno	$\sigma$ 1=	292,47
	$\sigma$ 2=	248,55
	$\sigma$ 3=	280,11
	$\sigma$ 4=	336,19
	$\sigma$ 3/4=	303,40

OK

Tabela 60 – Verificação das dimensões da sapata

- Cálculo da armadura principal

Dados:

$$PP_{sapata_{maj}} = 190,13 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 3187,5 \text{ kN}$$

$$M_{sdz} = 26,51 \text{ kNm}$$

$$M_{sdy} = 75,04 \text{ kNm}$$

$$\sigma_{3/4} = 488,86 \text{ kPa}$$

Então:

- Momento máximo

$$M_{sd} = \frac{488,86 \times 1,17^2}{2} = 334,60 \text{ kNm}$$

- Armadura necessária

$$\mu = \frac{334,60}{1,0 \times 0,69^2 \times 16700} = 0,042$$

$\mu$	$\omega$
0,040	0,042
0,042	0,044
0,045	0,047

Tabela 61 – Interpolação do valor de percentagem mecânica de armadura

$$\omega = \frac{As \times 435000}{1,0 \times 0,69 \times 16700} = 0,044$$
$$As = 11,66 \text{ cm}^2/\text{m}$$

- Armadura mínima e máxima

$$As, \min \geq \begin{cases} 0,26 \times \frac{2,6}{500} \times 0,69 \times 1 = 9,33 \text{ cm}^2/\text{m} \\ 0,0013 \times 0,69 \times 1 = 8,97 \text{ cm}^2/\text{m} \end{cases}$$

$$As, \max \leq 0,04 \times 1 \times 0,75 = 300,00 \text{ cm}^2/\text{m}$$

- Espaçamento máximo

$$S_{\max} \leq \begin{cases} 2 \times 0,75 = 1,50\text{m} \\ 0,25\text{m} \end{cases}$$

- Espaçamento mínimo

$$S_{\min} \geq \begin{cases} \emptyset \text{ varão} \\ d_{\max} + 5\text{mm} \\ 25\text{mm} \end{cases}$$

- Solução de armadura

$$\# \phi 25 / 0,30m \quad (A_s = 16,36 \text{ cm}^2/m)$$

- Armadura de superior

$$\# \phi 16 / 0,15m \quad (A_s = 13,40 \text{ cm}^2/m)$$

- Verificação ao corte

Esforços	Ved=	3187,5
	Med,y=	26,51
	Med,z=	75,04
Dimensão Sapatas	By=	2,60
	Bz=	2,60
	H=	0,75
Dimensão Pilar	by=	0,25
	bz=	0,70
Excentricidades	ey=	0,0083
	ez=	0,0235

Tabela 62 – Esforços na sapata e dimensões de sapatas e pilar

Tensões no Solo	$\tau_{gd1} =$	506,19
	$\tau_{gd2} =$	488,09
	$\tau_{gd3} =$	454,96
	$\tau_{gd4} =$	436,86

Secções a analisar	
I	0,385
II	0,16

Tensões auxiliar	$\tau_{aux1} =$	498,60
	$\tau_{aux2} =$	480,50
	$\tau_{aux3} =$	453,84
	$\tau_{aux4} =$	505,08

Secção	Ved
I	493,84
II	199,69

Tabela 63 – Valor das tensões no solo e secção a analisar

Betão C	25
$f_{ctm}$	2,6
$f_{yk}$	500

$p_{l \min}$	0,001352
K	1,50
$v_{rd,c}$	556,02

OK

Tabela 64 – Valor resistente ao esforço transversal

A sapata verifica ao estado limite último de resistência por corte.

#### 10.2.3.3. Sapata do pilar P17



- Pré-dimensionamento

Dados:

$$V_k = 1353,00 \text{ kN}$$

$$M_z = 29,00 \text{ kNm}$$

$$M_y = 24,90 \text{ kNm}$$

$$b_z = 0,90 \text{ m}$$

$$b_y = 0,25 \text{ m}$$

Então:

Tensão admissível do solo	Carga aplicada à sapata	Relação de lados da sapata	Dimensões da Sapata
400	1353,00	B= 1,0000 L	B= 2,20 A= 2,20

Tabela 65 – Dimensionamento da sapata

Dimensão do pilar	
b= 0,90	a= 0,25

Altura da sapata		
h≥ 0,60	e	h≥ 0,70

Tabela 66 – Dimensionamento da altura da sapata

Dimensões da sapata	By=	2,20
	Bz=	2,20
	h=	0,70
Esforços na sapata	My=	24,90
	Mz=	29,00
	N=	1353,00
	P=	84,70
Excentricidades	ey=	0,020171
	ez=	0,017319
Tensão admissível do solo	$\tau_{adm}$ =	400,00
Tensões transmitidas ao terreno	$\sigma_1$ =	327,42
	$\sigma_2$ =	294,74
	$\sigma_3$ =	299,36
	$\sigma_4$ =	266,67
	$\sigma_{3/4}$ =	312,23

OK

Tabela 67– Verificação das dimensões da sapata

- Cálculo da armadura principal

Dados:

$$PP_{sapata_{maj}} = 127,05 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 2162,75 \text{ kN}$$

$$M_{sdz} = 37 \text{ kNm}$$

$$M_{sdy} = 196 \text{ kNm}$$

$$\sigma_{3/4} = 512,50 \text{ kPa}$$

Então:

- Momento máximo

$$M_{sd} = \frac{512,50 \times 1,02^2}{2} = 266,60 \text{ kNm}$$

- Armadura necessária

$$\mu = \frac{266,60}{1,0 \times 0,64^2 \times 16700} = 0,039$$

$\mu$	$\omega$
0,035	0,0360
0,039	0,0408
0,040	0,0420

Tabela 68 – Interpolação do valor de percentagem mecânica de armadura

$$\omega = \frac{As \times 435000}{1,0 \times 0,64 \times 16700} = 0,0408$$
$$As = 10,02 \text{ cm}^2/\text{m}$$

- Armadura mínima e máxima

$$As, \min \geq \begin{cases} 0,26 \times \frac{2,6}{500} \times 0,64 \times 1 = 8,65 \text{ cm}^2/\text{m} \\ 0,0013 \times 0,64 \times 1 = 8,32 \text{ cm}^2/\text{m} \end{cases}$$
$$As, \max \leq 0,04 \times 1 \times 0,70 = 280,00 \text{ cm}^2/\text{m}$$

- Espaçamento máximo

$$S_{\max} \leq \begin{cases} 2 \times 0,70 = 1,40\text{m} \\ 0,25\text{m} \end{cases}$$

- Espaçamento mínimo

$$S_{\min} \geq \begin{cases} \emptyset \text{ varão} \\ d_{\max} + 5\text{mm} \\ 25\text{mm} \end{cases}$$

- Solução de armadura

$$\# \phi 20 / 0,20m \quad (A_s = 15,71 \text{ cm}^2/m)$$

- Armadura de superior

$$\# \phi 16 / 0,30m \quad (A_s = 11,49 \text{ cm}^2/m)$$

- Verificação ao corte

Esforços	Ved=	2162,75
	Med,y=	196,00
	Med,z=	37,00
Dimensão Sapatas	By=	2,20
	Bz=	2,20
	H=	0,70
Dimensão Pilar	by=	0,25
	bz=	0,90
Excentricidades	ey=	0,0906
	ez=	0,0171

Tabela 69 – Esforços na sapata e dimensões de sapatas e pilar

Tensões no Solo	$\tau_{gd1} =$	578,14
	$\tau_{gd2} =$	357,25
	$\tau_{gd3} =$	536,44
	$\tau_{gd4} =$	315,56

Secções a analisar	
I	0,335
II	0,01

Tensões auxiliar	$\tau_{aux1} =$	571,79
	$\tau_{aux2} =$	350,91
	$\tau_{aux3} =$	535,44
	$\tau_{aux4} =$	577,14

Secção	Ved
I	342,35
II	12,25

Tabela 70 – Valor das tensões no solo e secção a analisar

Betão C	25
$f_{ctm}$	2,6
$f_{yk}$	500

$p_{l \min}$	0,001352
K	1,56
$v_{rd,c}$	395,31

OK

Tabela 71 – Valor resistente ao esforço transversal

A sapata verifica ao estado limite último de resistência por corte.

#### 10.2.3.4. Sapata do pilar P12

- Pré-dimensionamento

Dados:

$$V_k = 1104 \text{ kN}$$

$$M_z = 28,81 \text{ kNm}$$

$$M_y = -38,01 \text{ kNm}$$

$$b_z = 0,40\text{m}$$

$$b_y = 0,35\text{m}$$

Então:

<div>Tensão admissível do solo</div> <div>400</div>	<div>Carga aplicada à sapata</div> <div>1104,00</div>	<div>Relação de lados da sapata</div> <div>B= 1,0000 L</div>	<div>Dimensões da Sapata</div> <div>B= 2,40 A= 2,40</div>
-------------------------------------------------------------	---------------------------------------------------------------	------------------------------------------------------------------	-----------------------------------------------------------

Tabela 72 – Dimensionamento da sapata

Dimensão do pilar	
b= 0,40	a= 0,35

Altura da sapata		
h≥ 0,50	e	h≥ 0,65

Tabela 73 – Dimensionamento da altura da sapata

Dimensões da sapata	By=	2,40
	Bz=	2,40
	h=	0,65
Esforços na sapata	My=	-38,01
	Mz=	28,81
	N=	1022,00
	P=	93,60
Excentricidades	ey=	0,025825
	ez=	-0,034071
Tensão admissível do solo	$\tau_{adm}$ =	400,00
Tensões transmitidas ao terreno	$\sigma_1$ =	189,69
	$\sigma_2$ =	164,68
	$\sigma_3$ =	222,68
	$\sigma_4$ =	197,67
	$\sigma_{3/4}$ =	191,68

OK

Tabela 74 – Verificação das dimensões da sapata

- Cálculo da armadura principal

Dados:

$$PP_{sapata_{maj}} = 140,40 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 1556,92 \text{ kN}$$

$$M_{sdz} = 40,02 \text{ kNm}$$

$$M_{sdy} = -0,17 \text{ kNm}$$

$$\sigma_{3/4} = 303,32 \text{ kPa}$$

Então:

- Momento máximo

$$M_{sd} = \frac{303,32 \times 1,08^2}{2} = 176,90 \text{ kNm}$$

- Armadura necessária

$$\mu = \frac{176,90}{1,0 \times 0,59^2 \times 16700} = 0,031$$

$\mu$	$\omega$
0,030	0,031
0,031	0,032
0,035	0,036

Tabela 75 – Interpolação do valor de percentagem mecânica de armadura

$$\omega = \frac{As \times 435000}{1,0 \times 0,59 \times 16700} = 0,032$$
$$As = 7,25 \text{ cm}^2/m$$

- Armadura mínima e máxima

$$As, \min \geq \begin{cases} 0,26 \times \frac{2,6}{500} \times 0,59 \times 1 = 7,98 \text{ cm}^2/m \\ 0,0013 \times 0,59 \times 1 = 7,67 \text{ cm}^2/m \end{cases}$$
$$As, \max \leq 0,04 \times 1 \times 0,65 = 260,00 \text{ cm}^2/m$$

- Espaçamento máximo

$$S_{\max} \leq \begin{cases} 2 \times 0,65 = 1,30m \\ 0,25m \end{cases}$$

- Espaçamento mínimo

$$S_{\min} \geq \begin{cases} \emptyset \text{ varão} \\ D_{\max} + 5mm \\ 25mm \end{cases}$$



- Solução de armadura

$$\# \phi 20 / 0,20m \quad (A_s = 15,71 \text{ cm}^2/m)$$

- Armadura de superior

$$\# \phi 12 / 0,10m \quad (A_s = 11,31 \text{ cm}^2/m)$$

- Verificação ao corte

Esforços	Ved=	1556,92
	Med,y=	-0,17
	Med,z=	40,02
Dimensão Sapatas	By=	2,40
	Bz=	2,40
	H=	0,65
Dimensão Pilar	by=	0,35
	bz=	0,40
Excentricidades	ey=	-0,0001
	ez=	0,0257

Tabela 76 – Esforços na sapata e dimensões de sapatas e pilar

Tensões no Solo	$\tau_{gd1} =$	287,59
	$\tau_{gd2} =$	287,74
	$\tau_{gd3} =$	252,86
	$\tau_{gd4} =$	253,00

Secções a analisar	
I	0,435
II	0,41

Tensões auxiliar	$\tau_{aux1} =$	281,30
	$\tau_{aux2} =$	281,45
	$\tau_{aux3} =$	252,88
	$\tau_{aux4} =$	287,62

Secção	Ved
I	297,04
II	265,91

Tabela 77 – Valor das tensões no solo e secção a analisar

Betão C	25
$f_{ctm}$	2,6
$f_{yk}$	500

$p_{l \min}$	0,001352
K	1,58
$v_{rd,c}$	403,48

OK

Tabela 78 – Valor resistente ao esforço transversal

A sapata verifica ao estado limite último de resistência por corte.

#### 10.2.4. Dimensionamento de sapatas excêntricas de pilares

### 10.2.4.1. Sapata do pilar P3

- Pré-dimensionamento

Dados:

$$V_k = 1365,69 \text{ kN}$$

$$b_z = 0,40 \text{ m}$$

$$b_y = 0,30 \text{ m}$$

Então:

Tensão admissível do solo	Carga aplicada à sapata	Relação de lados da sapata		Dimensões da Sapata	
400	1365,69	B=	0,50	L	B= 1,45    A= 2,90

Tabela 79 – Dimensionamento da sapata

Dimensão do pilar		Altura da sapata		
b= 0,40	a= 0,30	$h \geq 0,75$	e	$h \geq 0,85$

Tabela 80 – Dimensionamento da altura da sapata

$$H = \frac{1365,69}{2 \times 2,60} (2,90 - 0,40) = 656,58 \text{ kN}$$

$$H \leq 1365,69 \times \tan 30^\circ = 788,42 \text{ kN}$$

- Cálculo da armadura principal

Dados:

$$PP_{sapata_{maj}} = 134,03 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 2041,66 \text{ kN}$$

$$M_{sd\ z} = 68,64 \text{ kNm}$$

$$M_{sd\ y} = 53,43 \text{ kNm}$$

$$\sigma_{3/4} = 564,32 \text{ kPa}$$

Então:

- Momento máximo

$$M_{sd} = \frac{564,32 \times 1,31^2}{2} = 484,21 \text{ kNm}$$

- Armadura necessária

$$\mu = \frac{484,21}{1,0 \times 0,79^2 \times 16700} = 0,046$$

$\mu$	$\omega$
0,045	0,047
0,046	0,048
0,050	0,052

Tabela 81 – Interpolação do valor de percentagem mecânica de armadura

$$\omega = \frac{As \times 435000}{1,0 \times 0,79 \times 16700} = 0,048$$

$$As = 14,56 \text{ cm}^2/\text{m}$$

- Armadura mínima e máxima

$$A_{s,min} \geq \begin{cases} 0,26 \times \frac{2,6}{500} \times 0,79 \times 1 = 10,68 \text{ cm}^2/m \\ 0,0013 \times 0,79 \times 1 = 10,27 \text{ cm}^2/m \end{cases}$$

$$A_{s,max} \leq 0,04 \times 1 \times 0,85 = 340,00 \text{ cm}^2/m$$

- Espaçamento máximo

$$S_{m\acute{a}x} \leq \begin{cases} 2 \times 0,85 = 1,70m \\ 0,25m \end{cases}$$

- Espaçamento mínimo

$$S_{min} \geq \begin{cases} \emptyset \text{ var\~ao} \\ D_{m\acute{a}x} + 5mm \\ 25mm \end{cases}$$

- Solução de armadura

$$\# \phi 25 / 0,25m \quad (A_s = 19,63 \text{ cm}^2/m)$$

- Armadura de superior

$$\# \phi 12 / 0,10m \quad (A_s = 11,31 \text{ cm}^2/m)$$

- Verificação ao corte

Esforços	Ved=	2041,66
	Med,y=	53,43
	Med,z=	68,64
Dimensão Sapatas	By=	1,45
	Bz=	2,90
	H=	0,85
Dimensão Pilar	by=	0,30
	bz=	0,40
Excentricidades	ey=	0,0262
	ez=	0,0336

Tabela 82 – Esforços na sapata e dimensões de sapatas e pilar

Tensões no Solo	$\tau_{gd1}$ =	571,88
	$\tau_{gd2}$ =	466,73
	$\tau_{gd3}$ =	504,34
	$\tau_{gd4}$ =	399,18
Secções a analisar		
I	0	
II	0,46	
Tensões auxiliar	$\tau_{aux1}$ =	571,88
	$\tau_{aux2}$ =	466,73
	$\tau_{aux3}$ =	487,66
	$\tau_{aux4}$ =	555,20
Secção Ved		
I	0,00	
II	353,36	

Tabela 83 – Valor das tensões no solo e secção a analisar

Betão C	25
fctm	2,6
fyk	500
pl min	0,001352
K	1,58
vrđ,c	620,18
OK	

Tabela 84 – Valor resistente ao esforço transverso

A sapata verifica ao estado limite último de resistência por corte.

### 10.2.5. Sapatas isoladas sob dois pilares

Os pilares P15 e P36 partilham a mesma sapata de fundação uma vez que os seus eixos apenas distam de **120,5 cm**. A solução encontrada foi a utilização de uma sapata quadrada excêntrica. Esta sapata devido á sua complexidade de cálculo apenas foi dimensionada no CYPE e aqui apenas farei a validação da solução de sapata proposta pelo dito programa.

As dimensões da sapata proposta pelo dimensionamento do CYPE são  $295 \times 295 \times 75 \text{ cm}$ .

Verificação da capacidade resistente do solo de fundação

$$\begin{aligned}\sigma_{adm} &= 400 \text{ kPa} \\ \sigma_g &\leq \sigma_{adm} \\ \frac{V_k + PP_{sap}}{B \times L} &\leq \sigma_{adm} \\ \frac{2391,90 + 163,18}{2,95 \times 2,95} &\leq 400 \\ 293,60 &\leq 400\end{aligned}$$

As tensões transmitidas pela sapata ao solo de fundação não levam á rotura do solo de fundação.

### 10.2.6. Sapatas contínuas sob muros

#### 10.2.6.1. Sapata tipo 1

Dados:

$$\phi_k = 30^\circ$$

$$\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$$

$$\text{Sobrecarga no terreno} = 4 \text{ kN/m}^2$$

$$V_k = 552,15 \text{ kN/m}$$

$$PP_{sap} = 45,61 \text{ kN/m} - \text{estimado em 10\% do valor das cargas permanentes}$$

- Coeficiente de terras neutro

$$K_0 = 1 - \text{sen}\phi = 1 - \text{sen}(30) = 0,50$$

- Esforços da terra

$$\sigma_v = \gamma \times h \times K_0 = 18 \times 2,65 \times 0,50 = 23,85 \text{ kN/m}^2$$

- Sobrecarga no terreno

$$\sigma_q = q \times K_0 = 4 \times 0,50 = 2,00 \text{ kN/m}^2$$

- Momento causado pelas terras

$$M = \frac{\sigma_v \times h^2}{6} + \frac{\sigma_q \times h^2}{2} = \frac{23,85 \times 2,65^2}{6} + \frac{2 \times 2,65^2}{2} = 34,94 \text{ kNm/m}$$



- Excentricidade causada pelo momento

$$e = \frac{M}{V_k + PP_{sap}} = \frac{34,94}{552,15 + 45,61} = 0,058 \text{ m}$$

- Pré dimensionamento da sapata

$$\sigma_{adm} = 400 \text{ kPa}$$

$$\sigma_{3/4} \leq \sigma_{adm}$$

$$\sigma_{3/4} = \frac{3 \times \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4}$$

$$\sigma_{max} = \frac{V_k + PP_{sap}}{B \times L} \times \left(1 + \frac{6 \times e}{B}\right)$$

$$\sigma_{min} = \frac{V_k + PP_{sap}}{B \times L} \times \left(1 - \frac{6 \times e}{B}\right)$$

Da resolução do seguinte sistema ficamos a saber a largura mínima da sapata continua:

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{max} = \frac{552,15 + 45,61}{B \times 1} \times \left(1 + \frac{6 \times 0,058}{B}\right) \\ \sigma_{min} = \frac{552,15 + 45,61}{B \times 1} \times \left(1 - \frac{6 \times 0,058}{B}\right) \\ \sigma_{3/4} = \frac{3 \times \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} \\ \sigma_{3/4} = 400 \end{array} \right. = \left\{ \begin{array}{l} \sigma_{max} = 438,12 \text{ kPa} \\ \sigma_{min} = 285,64 \text{ kPa} \\ B = 1,65 \text{ m} \end{array} \right.$$

Foi admitido  $B = 1,65 \text{ m}$

- Condição de sapata rígida segundo A. Guerrin

$$H > \frac{B - b}{4} + 0,05 \text{ m}$$

Então:

$$H > \frac{1,65 - 0,25}{4} + 0,05$$

$$H > 0,40 \text{ m}$$

Foi admitido  $H = 0,50 \text{ m}$

- Armadura longitudinal

Valores de tensões majorados

$$\sigma_{max} = 599,11 \text{ kPa}$$

$$\sigma_{min} = 400,36 \text{ kPa}$$

$$l = \frac{B - b}{2} + 0,15 \times b = \frac{1,65 - 0,25}{2} + 0,15 \times 0,25 = 0,74 \text{ m}$$

$$\sigma_{Aux} = \sigma_{min} + \frac{\sigma_{max} - \sigma_{min}}{B} \times l = 400,36 + \frac{599,11 - 400,36}{1,65} \times 0,74 = 489,50 \text{ kPa}$$

- Momento máximo:

$$M_{sd} = 175,60 \text{ kNm/m}$$

- Transverso a uma distância  $d = 0,44\text{m}$  desde a face do muro:

$$V_{sd} = 169,20 \text{ kN/m}$$

- Armadura necessária

$$\mu = \frac{175,60}{1,0 \times 0,44^2 \times 16700} = 0,054$$

$\mu$	$\omega$
0,050	0,0520
0,054	0,0568
0,055	0,0580

Tabela 85 – Interpolação do valor de percentagem mecânica de armadura

$$\omega = \frac{As \times 435000}{1,0 \times 0,44 \times 16700} = 0,0568$$

$$As = 9,59 \text{ cm}^2/\text{m}$$

- Armadura mínima e máxima

$$As, min \geq \begin{cases} 0,26 \times \frac{2,6}{500} \times 0,44 \times 1 = 5,95 \text{ cm}^2/m \\ 0,0013 \times 0,44 \times 1 = 5,72 \text{ cm}^2/m \end{cases}$$

$$As, max \leq 0,04 \times 1 \times 0,50 = 200,00 \text{ cm}^2/m$$

- Espaçamento máximo

$$Smáx \leq \begin{cases} 2 \times 0,50 = 1,00m \\ 0,25m \end{cases}$$

- Espaçamento mínimo

$$Smin \geq \begin{cases} \emptyset \text{ varão} \\ Dmáx + 5mm \\ 25mm \end{cases}$$

- Solução de armadura

$$\# \phi 16 / 0,20m \text{ (} As = 10,05 \text{ cm}^2/m \text{)}$$

- Armadura de superior

$$\# \phi 12 / 0,10m \text{ (} As = 11,31 \text{ cm}^2/m \text{)}$$

- Verificação ao corte

Esforços	Ved=	169,20
Dimensão	B=	1,0
Sapatas	H=	0,50
Dimensão	b=	0,25
Muro		

Tabela 86 – Esforço transversal e dimensões de sapatas e muro

Betão C	25
fctm	2,6
fyk	500
pl	0,002284
K	1,67
vrđ,c	145,33
vrđ,c mínimo	169,96

OK

Tabela 87 – Valor resistente ao esforço transversal

A sapata verifica ao estado limite último de resistência por corte.

### 10.2.7. Sapatas contínuas excêntrica sob muros

#### 10.2.7.1. Sapata tipo 2

O dimensionamento desta sapata vai seguir o modelo de cálculo anteriormente descrito no ponto 7.2.3.

Dados:

$$\phi_k = 30^\circ$$

$$\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$$

$$V_k = 552,15 \text{ kN/m}$$

$$PP_{sap} = 45,61 \text{ kN/m} - \text{estimado em 10\% do valor das cargas permanentes}$$

- Coeficiente de terras neutro

$$K_0 = 1 - \operatorname{sen}\phi = 1 - \operatorname{sen}(30) = 0,50$$

- Esforços da terra

$$\sigma_v = \gamma \times h \times K_0 = 18 \times 2,65 \times 0,50 = 23,85 \text{ kN/m}^2$$

- Sobrecarga no terreno

$$\sigma_q = q \times K_0 = 4 \times 0,50 = 2,00 \text{ kN/m}^2$$

- Momento causado pelas terras

$$M = \frac{\sigma_v \times h^2}{6} = \frac{23,85 \times 2,65^2}{6} = 27,91 \text{ kNm/m}$$

- Excentricidade causada pelo momento

$$e = \frac{M}{V_k + PP_{sap}} = \frac{27,91}{552,15 + 45,61} = 0,047 \text{ m}$$

- Pré-dimensionamento da sapata

$$\sigma_{adm} = 400 \text{ kPa}$$

$$\sigma_{3/4} \leq \sigma_{adm}$$

$$\sigma_{3/4} = \frac{3 \times \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4}$$

$$\sigma_{max} = \frac{V_k + PP_{sap}}{B \times L} \times \left(1 + \frac{6 \times e}{B}\right)$$

$$\sigma_{min} = \frac{V_k + PP_{sap}}{B \times L} \times \left(1 - \frac{6 \times e}{B}\right)$$

Da resolução do seguinte sistema ficamos a saber a largura mínima da sapata continua:

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{max} = \frac{552,15 + 45,61}{B \times 1} \times \left(1 + \frac{6 \times 0,058}{B}\right) \\ \sigma_{min} = \frac{552,15 + 45,61}{B \times 1} \times \left(1 - \frac{6 \times 0,058}{B}\right) \\ \sigma_{3/4} = \frac{3 \times \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} \\ \sigma_{3/4} = 400 \end{array} \right. = \left\{ \begin{array}{l} \sigma_{max} = 431,37 \text{ kPa} \\ \sigma_{min} = 305,89 \text{ kPa} \\ B = 1,62 \text{ m} \end{array} \right.$$

Foi admitido  $B = 1,75 \text{ m}$

- Condição de sapata rígida segundo A. Guerrin

$$H > \frac{B - b}{4} + 0,05 \text{ m}$$

Então:

$$H > \frac{(1,75 \times 2 - 0,25) - 0,25}{4} + 0,05$$

$$H > 0,75 \text{ m}$$

Foi admitido  $H = 0,75 \text{ m}$

- Verificação da força tangencial mobilizadas pelo atrito solo-betão

$$F_H = \frac{552,15 + 45,61}{2 \times 2,60} (1,75 - 0,25) = 172,43 \text{ kN}$$

$$F_H \leq (552,15 + 45,61) \times \text{tg}30 = 345,11 \text{ kN}$$

- Armadura longitudinal

Valores de tensões majorados

$$V_d = 624,73 \text{ kN/m}$$

$$B = 1,75 \text{ m}$$

$$H = 0,75 \text{ m}$$

$$\sigma_g = 356,99 \text{ kPa/m}$$

$$l = B - b + 0,15 \times b = 1,75 - 0,25 + 0,15 \times 0,25 = 1,54 \text{ m}$$

- Momento máximo:

$$M_{sd} = \frac{V_d \times l^2}{2} = \frac{356,99 \times 1,54^2}{2} = 423,55 \text{ kNm/m}$$

- Transverso a uma distância  $d = 0,69 \text{ m}$  desde a face do muro:

$$V_{ed} = 246,32 \text{ kN/m}$$

- Armadura necessária

$$\mu = \frac{423,55}{1,0 \times 0,69^2 \times 16700} = 0,053$$

$\mu$	$\omega$
0,050	0,052
0,053	0,056
0,055	0,058

Tabela 88 – Interpolação do valor de percentagem mecânica de armadura

$$\omega = \frac{As \times 435000}{1,0 \times 0,69 \times 16700} = 0,056$$

$$As = 14,83 \text{ cm}^2/\text{m}$$

- Armadura mínima e máxima

$$As, \min \geq \begin{cases} 0,26 \times \frac{2,6}{500} \times 0,69 \times 1 = 9,33 \text{ cm}^2/\text{m} \\ 0,0013 \times 0,69 \times 1 = 8,97 \text{ cm}^2/\text{m} \end{cases}$$

$$As, \max \leq 0,04 \times 1 \times 0,75 = 300,00 \text{ cm}^2/\text{m}$$

- Espaçamento máximo

$$S_{\max} \leq \begin{cases} 2 \times 0,75 = 1,50\text{m} \\ 0,25\text{m} \end{cases}$$

- Espaçamento mínimo

$$S_{\min} \geq \begin{cases} \emptyset \text{ varão} \\ D_{\max} + 5\text{mm} \\ 25\text{mm} \end{cases}$$

- Solução de armadura

# $\phi$ 20/0,20m ( $A_s = 25,71 \text{ cm}^2/\text{m}$ )

- Armadura de superior

# $\phi$ 12/0,10m ( $A_s = 11,31 \text{ cm}^2/\text{m}$ )

- Verificação ao corte

Esforços	Ved=	246,32
Dimensão	B=	1,75
Sapatas	H=	0,75
Dimensão	b=	0,25
Muro		

Tabela 89 – Esforço transversal e dimensões de sapatas e muro



Betão C	25
fctm	2,6
fyk	500
pl	0,003656
K	1,58
vr <sub>d,c</sub>	266,56
OK	

Tabela 90 – Valor resistente ao esforço transversal

A sapata verifica ao estado limite último de resistência por corte.

### 11. Verificações estruturais

Apesar de este ser um trabalho académico, houve a preocupação de fazer uma abordagem profissional, apresentando-se assim um projecto de execução como se de uma obra real se trata-se. O projecto estrutural e de fundações podem ser consultados em anexo.

Para a elaboração do projecto de execução foram utilizados os resultados do CYPE uma vez que o cálculo da estrutura já foi efectuado e também pela simplicidade de utilização deste programa.

Então após o cálculo da estrutura realizado pelo programa, foi necessário fazer uma verificação de todos os elementos e rever os casos onde o programa apontou erros, que aconteceu em alguns pilares, vigas, paredes e muros.

No caso dos pilares os erros apresentados davam-se por a secção do pilar resultante do pré-dimensionamento se mostrar insuficiente para as cargas ao qual o pilar está sujeito. A forma de corrigir este erro foi aumentar a secção do pilar no tramo em que este acontecia.

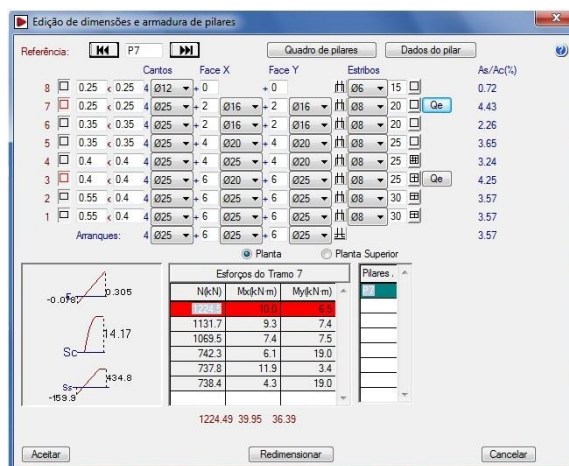


Figura 47 – Edição de pilares

A fim de se facilitar o processo construtivo foram agrupados certos pilares com a mesma secção e sujeitos a esforços assemelháveis. Assim agruparam-se os seguintes pilares P1/P23/P24/P34/P35, P7/P14/P20/P26, P11/P29, P18/P22/P28 e P31/P32/P33.

No caso das vigas os erros apresentados davam-se por acontecer compressão oblíqua (torção) que resultava do esforço causado pelas consolas de varanda, este erro foi corrigido fazendo um maciçamento de dimensão igual ao da consola na laje aligeirada interior conseguindo-se assim uma compensação da força de torção.

Os erros nas paredes e muros ocorreram por ser necessário fazer reforços pontuais de armadura. A forma de solucionar este problema foi utilizar a edição de muros e paredes que o CYPE oferece aos utilizadores, através desta ferramenta é simples e rápido chegar a uma solução de armadura que satisfaça a necessidade de armadura para cada reforço pontual. Para facilitar o processo construtivo como todos os muros de cave estão sujeitos às mesmas solicitações e as suas dimensões em termos de espessura e altura são iguais, foi considerado uma solução de armadura que será igual em todos os muros de cave.

As paredes estruturais cuja função é dar rigidez ao edifício também foram consideradas como sendo iguais, partilhando assim todas elas a mesma solução de armadura.

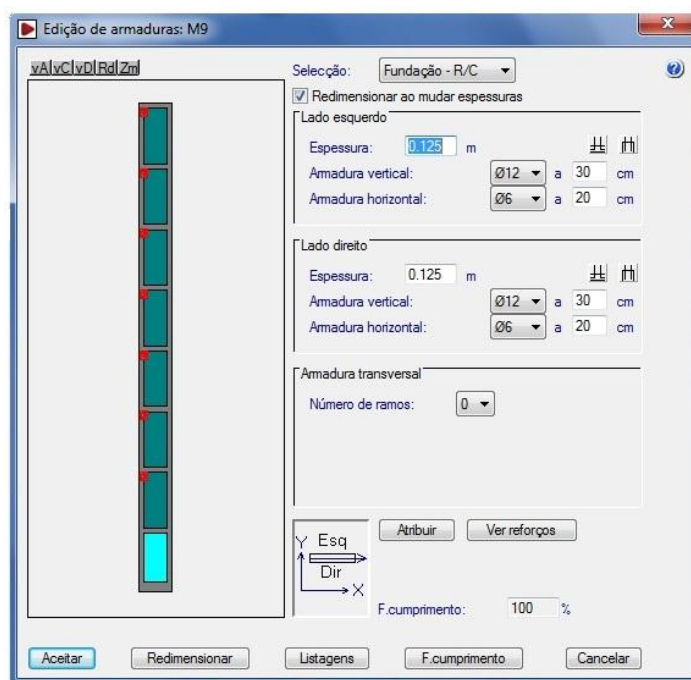


Figura 48 – Edição de muros e paredes

### 12. Conclusão

A realização deste projecto revelou-se desde cedo um desafio exigente. Inicialmente e após esclarecimentos por parte do responsável pela arquitectura do edifício proposto foi idealizada uma solução estrutural, em que houve o cuidado de se tentar interferir o menos possível com a arquitectura idealizada para o edifício. Um exemplo possível da tentativa de minimização da interferência da estrutura com a arquitectura foi a redução de secção de pilares à medida que a altura do edifício aumenta.

Após a idealização da solução estrutural e da avaliação das acções a que o edifício irá estar submetido foi realizado o pré-dimensionamento dos elementos que constituem a estrutura, sendo um passo de elevada importância, uma vez que permite obter uma ideia razoável das dimensões iniciais necessárias aos elementos estruturais. O pré-dimensionamento seguiu a ordem natural do “caminho das cargas”, sendo esta ordem, laje, viga, pilar e sapata.

Posteriormente ao pré-dimensionamento foram elaborados os modelos de cálculo 3D no “CYPECAD” e no “Robot Structural Analysis”. A utilização destas ferramentas informáticas torna-se muito vantajosa pois permite economia de tempo e facilidade de cálculo, facultando ainda ao utilizador peças desenhadas da estrutura. Quanto às diferenças entre estes dois programas de cálculo de estruturas, é de notar a facilidade de introdução de dados que o CYPECAD oferece, e a liberdade que o RSA oferece ao projectista quanto às combinações de cálculo desejadas e às mais variadas opções que este queira tomar em relação ao cálculo da estrutura. Verificou-se que o CYPECAD se torna mais vantajoso para dimensionamento de estruturas de edifícios correntes e o RSA, graças

á liberdade que oferece ao projectista, torna-se mais vantajoso a sua utilização para dimensionamento de estruturas mais complexas. Quanto a nível de resultados obtidos, o RSA apresentou invariavelmente valores mais elevados de esforços na estrutura que o CYPECAD, embora não se possam tirar conclusões mais profundas destes resultados pois apenas foi analisada a estrutura de um edifício.

Foram ainda elaboradas as peças desenhadas de toda a estrutura, um mapa de orçamentos e uma estimativa orçamental.

A realização deste projecto foi enriquecedora em termos de informação e conhecimentos adquiridos, e permitiu ter uma visão real das exigências do mundo de trabalho e as diferentes fases da elaboração de um projecto de execução de um edifício.

Em suma a maior conclusão que se pode tirar da realização deste trabalho é a enorme diferença que existe entre o meio académico e as exigências do meio real do trabalho. O percurso académico fornece ao engenheiro todas as ferramentas e bases necessárias para que este possa instruir-se de forma continua e se possa adaptar a todas as exigências que a vida profissional lhe possa proporcionar.



### 13. Bibliografia

- [1] REBAP - Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado, Porto, Porto Editora, 2006, 191pp.
- [2] RSAEEP – Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas e Pontes, Porto Editora, Porto, 2005, 96pp.
- [3] Lima J.D., Monteiro V., Mun M., 2004. Betão Armado Esforços Normais e de Flexão. 6ª Edição. Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa. 233pp.
- [4] Guerrin A., 1977. Traité de Béton Armé III – Les Fondations. 4ª Edição. Dunod, Paris. 322pp
- [5] Camposinhos R.S., Neves A.S., 2005. Lajes Aligeiradas com Vigotas Pré-Tensionadas. 1ª Edição. Faculdade de Engenharia da Faculdade do Porto, Porto. 277pp.
- [6] Farinha J.S.B, 2006. RSA Anotado – Regulamento de Segurança e Acções para Edifícios e Pontes. 1ª Edição. E. P. Gustave Eiffel. 384pp
- [7] Trigo J.F.C., Freitas J.C., 2009. Fundações e Estruturas de Suporte - Apontamentos das Aulas Teóricas, Mestrado em Tecnologia e Gestão das Construções. Instituto Superior de Engenharia do Porto. 50pp.
- [8] Félix C.M.S., 2009. Esforço Transverso – Apontamentos das Aulas Teóricas de Estruturas de Betão Armado, Licenciatura em Engenharia Civil. Instituto Superior de Engenharia do Porto. 33pp.
- [9] Félix C.M.S., Trigo J.F.C., 2009. Dimensionamento de Fundações Superficiais – Apontamentos das Aulas Teóricas de Estruturas de Betão Armado, Licenciatura em Engenharia Civil. Instituto Superior de Engenharia do Porto. 33pp.

- [10] Santos R.M.F.G, 2005. Apontamentos das Aulas Teóricas de Edifícios I, Licenciatura Bietápica em Engenharia Civil. Instituto Superior de Engenharia do Porto. 44pp.
- [11] CYPECAD – Manual do Utilizador, 2009. 1ª Edição. Braga. 204pp.
- [12] CYPECAD – Memória de Calculo, 2010. 1ª Edição. Braga. 150pp.
- [13] Autodesk Robot Structural Analysis – Metric Getting Started Guide, 2010. USA. 188pp.
- [14] Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2010 Training Manual – Metric Version, 2009. USA. 178pp.
- [15] Delgado R., Arêde A., 2000. Apontamentos das Aulas Teóricas de Dinâmica de Estruturas, Licenciatura em Engenharia Civil. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto. 107pp.
- [16] Caderno de Encargos de Obra, 2011. Omega – Serviços de Engenharia. Porto. 167pp.



# CAPÍTULO II

## MAPA DE QUANTIDADES



## Projecto de Estabilidade de um Edifício de Habitação Multifamiliar

### 1. Mapa de quantidades

O mapa de quantidades seguinte diz respeito aos trabalhos de movimentos de terras, de betão armado em fundações e de betão armada em estrutura.

Art.	Designação dos trabalhos	Partes iguais	Dimensões			Volumes	
			Comprimento	Largura	Altura	Parciais	Totais
<b>1.</b>	<b>Movimento de terras</b>						
1.1	Escavação geral em terreno de qualquer natureza para colocação do terreno às cotas de implantação do projecto, incluindo remoção a vazadouro e entivação ou bombagem quando necessário.						<b>2259,95 m<sup>3</sup></b>
	Escavação geral	1	30,00	17,00	3,85	1963,50	
	Taludes de escavação						
	Tipo 1	2	30,00	2,00	3,85	231,00	
	Tipo 2	1	17,00	2,00	3,85	65,45	
1.2	Escavação na abertura de caboucos para fundações, incluindo transporte das terras sobradas para vazadouro.						<b>148,73 m<sup>3</sup></b>
	Sapatas de muros de suporte						71,09 m <sup>3</sup>
	Tipo 1	1	77,10	1,65	0,50	63,61	
	Tipo 2	1	5,70	1,75	0,75	7,48	
	Sapatas de pilares						63,86 m <sup>3</sup>
	P3	1	2,90	1,45	0,85	3,57	
	P7, P14, P20, P26	4	2,70	2,70	0,75	21,87	
	P12	1	2,40	2,40	0,65	3,74	

## Projecto de Estabilidade de um Edifício de Habitação Multifamiliar

Art.	Designação dos trabalhos	Partes iguais	Dimensões			Volumes	
			Comprimento	Largura	Altura	Parciais	Totais
1.3	P17	1	2,20	2,20	0,70	3,39	13,78 m <sup>3</sup>
	P21, P27	2	2,60	2,60	0,75	10,14	
	(P36-P15)	1	2,95	2,95	0,75	6,53	
	Caixa elevador	1	5,70	2,85	0,90	14,62	
	Vigas de fundação						
	VC.S-1	1	36,52	0,40	0,50	7,30	
	VC.T-1	1	1,76	0,40	0,50	0,35	
	VC.S-4	1	5,64	0,40	0,70	1,58	
	VC.S-6	1	3,63	0,40	0,85	1,23	
	VC.S-7	1	9,19	0,40	0,90	3,31	
1.4	Aterro com solos seleccionados no tardo dos muros de cave. Incluindo compactação por camadas.						296,45 m <sup>3</sup>
	Muros de cave	2	30,00	2,00	3,85	231,00	
		1	17,00	2,00	3,85	65,45	
2.1	Aterro com solos seleccionados na reposição de terreno sobre sapatas e vigas de fundação, incluindo compactação por camadas.						306,00 m <sup>3</sup>
		1	30,00	17,00	0,60	306,00	
	<b>Betão armado em Fundações</b>						
	Fornecimento e colocação de betão de limpeza C12/15 (B15) em camadas de regularização e limpeza sob elementos apoiados no terreno.						
	Sapatas contínuas de muros						
2.1	Tipo 1	1	77,10	1,65	0,10	12,72	24,23 m <sup>3</sup>
	Tipo 2	1	5,70	1,75	0,10	1,00	
							13,72 m <sup>3</sup>

## Projecto de Estabilidade de um Edifício de Habitação Multifamiliar

Art.	Designação dos trabalhos	Partes iguais	Dimensões			Volumes	
			Compri-mento	Largura	Altura	Parciais	Totais
2.2	Sapatas dos pilares						8,24 m <sup>3</sup>
	P3	1	2,90	1,45	0,10	0,42	
	P7, P14, P20, P26	4	2,70	2,70	0,10	2,92	
	P12	1	2,40	2,40	0,10	0,58	
	P17	1	2,20	2,20	0,10	0,48	
	P21, P27	2	2,60	2,60	0,10	1,35	
	(P36-P15)	1	2,95	2,95	0,10	0,87	
	Caixa elevador	1	5,70	2,85	0,10	1,62	
	Vigas de fundação						2,27 m <sup>3</sup>
	VC.S-1	1	36,52	0,40	0,10	1,46	
	VC.T-1	1	1,76	0,40	0,10	0,07	
	VC.S-4	1	5,64	0,40	0,10	0,23	
	VC.S-6	1	3,63	0,40	0,10	0,15	
	VC.S-7	1	9,19	0,40	0,10	0,37	
	Betão armado C25/30 (B30) em sapatas de fundação de muros, pilares e caixa de elevador, incluindo armaduras de aço A500NR, cofragens e aditivo hidrofugante.						134,95 m <sup>3</sup>
	Sapatas contínuas de muros						71,09 m <sup>3</sup>
	Tipo 1	1	77,10	1,65	0,50	63,61	
	Tipo 2	1	5,70	1,75	0,75	7,48	
	Sapatas de pilares						63,86 m <sup>3</sup>
	P3	1	2,90	1,45	0,85	3,57	
	P7, P14, P20, P26	4	2,70	2,70	0,75	21,87	
	P12	1	2,40	2,40	0,65	3,74	
	P17	1	2,20	2,20	0,70	3,39	
	P21, P27	2	2,60	2,60	0,75	10,14	
	(P36-P15)	1	2,95	2,95	0,75	6,53	

## Projecto de Estabilidade de um Edifício de Habitação Multifamiliar

Art.	Designação dos trabalhos	Partes iguais	Dimensões			Volumes	
			Compri-mento	Largura	Altura	Parciais	Totais
2.3	Caixa elevador	1	5,70	2,85	0,90	14,62	<b>13,78 m<sup>3</sup></b>
	Betão armado C25/30 (B30) em vigas de fundação, incluindo armaduras de aço A500NR, cofragens e aditivo hidrofugante.						
	VC.S-1	1	36,52	0,40	0,50	7,30	
	VC.T-1	1	1,76	0,40	0,50	0,35	
	VC.S-4	1	5,64	0,40	0,70	1,58	
	VC.S-6	1	3,63	0,40	0,85	1,23	
2.4	VC.S-7	1	9,19	0,40	0,90	3,31	<b>510,00 m<sup>2</sup></b>
	Execução de pavimento térreo novo, realizado em betão C16/20 (B20) com 0,15m de espessura, incluindo armaduras de aço A500NR, filme plástico, camada de betão de regularização com 0,05m de espessura.						
	Cave	1	510,00	-	-	510,00	
	Fornecimento e aplicação de betão C25/30 (B30) em escadas de cave, incluindo armaduras de aço A500NR, cofragens e escoramentos.						
	LEC						
	Lanço 1	1	1,58	0,93	0,20	0,29	
2.5	Lanço 2	1	4,91	0,93	0,20	0,91	<b>1,73 m<sup>3</sup></b>
	Lanço 3	1	1,17	0,93	0,20	0,22	
	Degraus	14	0,28	0,93	0,17	0,31	

## Projecto de Estabilidade de um Edifício de Habitação Multifamiliar

Art.	Designação dos trabalhos	Partes iguais	Dimensões			Volumes	
			Comprimento	Largura	Altura	Parciais	Totais
<b>3.</b>	<b>Betão armado em estrutura</b>						
3.1	Fornecimento e aplicação de betão C25/30 (B30) em muros de suporte, incluindo cofragem, armaduras de aço A500NR, aditivo hidrofugante, manta pitonada de drenagem vertical.						<b>162,23 m<sup>3</sup></b>
	M1	1	62,90	0,25	3,90	61,33	
	M2	1	16,21	0,25	24,90	100,91	
3.2	Fornecimento e aplicação de betão C25/30 (B30) em paredes de caixa de elevador, incluindo cofragem, armaduras de aço A500NR.						<b>54,78 m<sup>3</sup></b>
	Caixa de elevador	1	8,50	0,25	25,78	54,78	
3.3	Fornecimento e aplicação de betão C25/30 (B30) em vigas, incluindo cofragem e armaduras de aço A500NR.						<b>173,68 m<sup>3</sup></b>
	R/Chão	1	12,92	-	-	12,92	
	Piso 1	1	22,97	-	-	22,97	
	Piso 2	1	22,97	-	-	22,97	
	Piso 3	1	22,97	-	-	22,97	
	Piso 4	1	22,97	-	-	22,97	
	Piso 5	1	22,97	-	-	22,97	
	Piso 6	1	22,97	-	-	22,97	
	Cobertura 1	1	20,98	-	-	20,98	
	Cobertura 3	1	1,96	-	-	1,96	
3.4	Fornecimento e aplicação de betão C25/30 (B30) em pilares, incluindo cofragem, armaduras de aço A500NR.						<b>88,91 m<sup>3</sup></b>
	P1, P23, P24, P34, P35	5	0,25	0,25	24,90	7,78	
	P2	1	0,55	0,25	24,90	3,42	

## Projecto de Estabilidade de um Edifício de Habitação Multifamiliar

Art.	Designação dos trabalhos	Partes iguais	Dimensões			Volumes		
			Compri- mento	Largura	Altura	Parciais	Totais	
3.5	P3	1	0,40	0,35	24,90	3,49	46,94 m³  10,63 m³	
	P4	1	0,30	0,30	24,90	2,24		
	P7, P14, P20, P26	4	3,30	-	-	13,20		
	P8	1	0,25	0,50	24,90	3,11		
	P11, P29	2	0,25	0,25	27,70	3,46		
	P12	1	0,40	0,35	27,70	3,88		
	P13	1	0,25	0,45	24,90	2,80		
	P15	1	0,40	0,50	27,70	5,54		
	P16	1	0,25	0,60	27,70	4,16		
	P17	1	2,75	-	-	2,75		
	P18, P22, P28	3	0,25	0,40	24,90	7,47		
	P19	1	0,25	0,75	24,90	4,67		
	P21	1	3,38	-	-	3,38		
	P25	1	0,25	0,55	24,90	3,42		
	P27	1	3,93	-	-	3,93		
	P30	1	0,25	0,85	24,90	5,29		
	P31, P32, P33	3	0,25	0,25	24,90	4,67		
	P36	1	0,25	0,25	3,90	0,24		
	Fornecimento e aplicação de betão C25/30 (B30) em laje maciça de betão armado, incluindo armadura de aço A500NR, cofragens e escoramento.							
	LM1							
	Piso 1	4	1,58	-	0,20	1,26		
	Piso 2	4	1,58	-	0,20	1,26		
	Piso 3	4	1,58	-	0,20	1,26		
	Piso 4	4	1,58	-	0,20	1,26		
	Piso 5	4	1,58	-	0,20	1,26		
	Piso 6	9	1,58	-	0,20	2,84		
	Piso 6	2	3,73	-	0,20	1,49		



## Projecto de Estabilidade de um Edifício de Habitação Multifamiliar

Art.	Designação dos trabalhos	Partes iguais	Dimensões			Volumes	
			Comprimento	Largura	Altura	Parciais	Totais
	LM2						18,98 m <sup>3</sup>
	Piso 1	1	12,00	-	0,20	2,40	
	Piso 2	1	12,00	-	0,20	2,40	
	Piso 3	1	12,00	-	0,20	2,40	
	Piso 4	1	12,00	-	0,20	2,40	
	Piso 5	1	12,00	-	0,20	2,40	
	Piso 6	1	12,00	-	0,20	2,40	
	Cobertura 1	1	12,00	-	0,20	2,40	
	Cobertura 1	1	10,90	-	0,20	2,18	
	LM3						8,77m <sup>3</sup>
	Piso 1	1	5,46	-	0,20	1,09	
	Piso 2	1	5,46	-	0,20	1,09	
	Piso 3	1	5,46	-	0,20	1,09	
	Piso 4	1	5,46	-	0,20	1,09	
	Piso 5	1	5,46	-	0,20	1,09	
	Piso 6	1	5,46	-	0,20	1,09	
	Cobertura 1	1	5,46	-	0,20	1,09	
	Cobertura 2	1	5,64	-	0,20	1,13	
	LME						8,56 m <sup>3</sup>
	R/chão	1	5,35	-	0,20	1,07	
	Piso 1	1	5,35	-	0,20	1,07	
	Piso 2	1	5,35	-	0,20	1,07	
	Piso 3	1	5,35	-	0,20	1,07	
	Piso 4	1	5,35	-	0,20	1,07	
	Piso 5	1	5,35	-	0,20	1,07	
	Piso 6	1	5,35	-	0,20	1,07	
	Cobertura 1	1	5,35	-	0,20	1,07	

## Projecto de Estabilidade de um Edifício de Habitação Multifamiliar

Art.	Designação dos trabalhos	Partes iguais	Dimensões			Volumes	
			Comprimento	Largura	Altura	Parciais	Totais
3.6	Fornecimento e aplicação de betão C25/30 (B30) em escadas, incluindo armaduras de aço A500NR, cofragens e escoramentos.						<b>1,84 m<sup>3</sup></b>
	LE						
	Lanço 1	1	1,41	1,22	0,20	0,34	
	Lanço 2	1	4,86	0,93	0,20	0,90	
	Lanço 3	1	1,35	0,93	0,20	0,25	
	Degraus	16	0,28	0,93	0,17	0,35	
3.7	Fornecimento e aplicação de laje aligeirada de vigotas pré-esforçadas tipo “FAPREL”, incluindo betão armaduras A500NR, cofragens, escoramentos e malha electrossoldada em aço A500EL.						<b>3111,03 m<sup>2</sup></b>
	LA1 (V5-BN24X20-25)						2530,11m <sup>2</sup>
	R/Chão	1	372,98	-	-	372,98	
	Piso 1	1	292,26	-	-	292,26	
	Piso 2	1	292,26	-	-	292,26	
	Piso 3	1	292,26	-	-	292,26	
	Piso 4	1	292,26	-	-	292,26	
	Piso 5	1	292,26	-	-	292,26	
	Piso 6	1	292,30	-	-	292,30	
	Cobertura 1	1	389,13	-	-	389,13	
	Cobertura 3	1	14,40	-	-	14,40	
	LA2 (2V5-BN40X20-25)						580,92 m <sup>2</sup>
	Piso 1	1	96,82	-	-	96,82	
	Piso 2	1	96,82	-	-	96,82	
	Piso 3	1	96,82	-	-	96,82	
	Piso 4	1	96,82	-	-	96,82	

## Projecto de Estabilidade de um Edifício de Habitação Multifamiliar

Art.	Designação dos trabalhos	Partes iguais	Dimensões			Volumes	
			Comprimento	Largura	Altura	Parciais	Totais
	Piso 5	1	96,82	-	-	96,82	
	Piso 6	1	96,82	-	-	96,82	

Tabela 91 – Mapa de Medições



## CAPÍTULO III

### ESTIMATIVA ORÇAMENTAL



## Projecto de Estabilidade de um Edifício de Habitação Multifamiliar

### 1. Estimativa orçamental

A seguinte estimativa orçamental diz respeito ao mapa de quantidades do número anterior. Os preços unitários são preços médios obtidos a partir de consulta de propostas para concursos de obras públicas similares, comparando-se com os valores obtidos no gerador de preços do CYPE.

Art.	Designação dos trabalhos	Extensões Superficiais Volumes e Pesos		Preços Unitários	
		Parciais	Totais	Parciais	Totais
1.	<b>Movimento de terras</b>				
1.1	Escavação geral em terreno de qualquer natureza para colocação do terreno às cotas de implantação do projecto, incluindo remoção a vazadouro e entivação ou bombagem quando necessário.		2259,95 m <sup>3</sup>	5,00 €	11.299,75 €
1.3	Escavação na abertura de caboucos para fundações, incluindo transporte das terras sobradas para vazadouro.		148,73 m <sup>3</sup>	5,00 €	743,65 €
1.4	Aterro com solos seleccionados no tardo dos muros de cave. Incluindo compactação por camadas.		296,45 m <sup>3</sup>	3,00 €	889,35 €
1.5	Aterro com solos seleccionados na reposição de terreno sobre sapatas e vigas de fundação, incluindo compactação por camadas.		306,00 m <sup>3</sup>	3,00 €	918,00 €

## Projecto de Estabilidade de um Edifício de Habitação Multifamiliar

Art.	Designação dos trabalhos	Extensões Superficiais Volumes e Pesos		Preços Unitários	
		Parciais	Totais	Parciais	Totais
<b>2.</b>	<b>Betão armado em Fundações</b>				
2.1	Fornecimento e colocação de betão de limpeza C12/15 (B15) em camadas de regularização e limpeza sob elementos apoiados no terreno.		24,23 m <sup>3</sup>	60,00 €	1.453,80 €
2.2	Betão armado C25/30 (B30) em sapatas de fundação de muros, pilares e caixa de elevador, incluindo armaduras de aço A500NR, cofragens e aditivo hidrofugante.		134,95 m <sup>3</sup>	160,00 €	21.592,00 €
2.3	Betão armado C25/30 (B30) em vigas de fundação, incluindo armaduras de aço A500NR, cofragens e aditivo hidrofugante.		13,78 m <sup>3</sup>	160,00 €	2.204,80 €
2.4	Execução de pavimento térreo novo, realizado em betão C16/20 (B20) com 0,15m de espessura, incluindo armaduras de aço A500NR, filme plástico, camada de betão de regularização com 0,05m de espessura.		510,00 m <sup>2</sup>	24,00 €	12.240,00 €
2.5	Fornecimento e aplicação de betão C25/30 (B30) em escadas de cave, incluindo armaduras de aço A500NR, cofragens e escoramentos.		1,73 m <sup>3</sup>	315,00 €	544,95 €
<b>3.</b>	<b>Betão armado em estrutura</b>				
3.1	Fornecimento e aplicação de betão C25/30 (B30) em muros de suporte, incluindo cofragem, armaduras de aço A500NR, aditivo hidrofugante, manta pitonada de drenagem vertical.		162,23 m <sup>3</sup>	175,00 €	28.390,25 €
3.2	Fornecimento e aplicação de betão C25/30 (B30) em paredes de caixa de elevador, incluindo cofragem, armaduras de aço A500NR.		54,78 m <sup>3</sup>	315,00 €	17.255,70 €



## Projecto de Estabilidade de um Edifício de Habitação Multifamiliar

Art.	Designação dos trabalhos	Extensões Superficiais Volumes e Pesos		Preços Unitários	
		Parciais	Totais	Parciais	Totais
3.3	Fornecimento e aplicação de betão C25/30 (B30) em vigas, incluindo cofragem e armaduras de aço A500NR.		173,68 m <sup>3</sup>	315,00 €	54.709,20 €
3.4	Fornecimento e aplicação de betão C25/30 (B30) em pilares, incluindo cofragem, armaduras de aço A500NR.		88,91 m <sup>3</sup>	315,00 €	28.006,65 €
3.5	Fornecimento e aplicação de betão C25/30 (B30) em laje maciça de betão armado, incluindo armadura de aço A500NR, cofragens e escoramento.		46,94 m <sup>3</sup>	270,00 €	12.673,80 €
3.6	Fornecimento e aplicação de betão C25/30 (B30) em escadas, incluindo armaduras de aço A500NR, cofragens e escoramentos.		1,84 m <sup>3</sup>	315,00 €	579,60 €
3.7	Fornecimento e aplicação de laje aligeirada de vigotas pré-esforçadas tipo “FAPREL”, incluindo betão armaduras A500NR, cofragens, escoramentos e malha electrossoldada em aço A500EL.		3111,03 m <sup>2</sup>	80,00 €	248.882,40 €
				<b>Total</b>	
				<b>Geral=</b>	<b>442.383,90 €</b>

Tabela 92 – Estimativa orçamental



# CAPÍTULO IV

## CONDIÇÕES TÉCNICAS DO PROJECTO DE FUNDAÇÕES E ESTRUTURAS



### 1. Condições técnicas do projecto de fundações e estruturas

#### 1.1. Sinalização dos trabalhos

Na zona dos trabalhos deve o adjudicatário colocar placas de sinalização apropriada, convenientemente distribuídas.

Igualmente compete ao empreiteiro efectuar quaisquer trabalhos acessórios de forma a permitir o trânsito com segurança na zona de trabalhos, nomeadamente a cobertura das valas com pranchões e guarda corridos ao longo da trincheira.

Durante a noite os trabalhos serão, além das placas de sinalização referidas no corpo do presente artigo, sistemas de sinalização luminosa apropriada de preferência eléctrica intermitente.

Deverá prever-se toda a noite a existência de meios que garantam permanentemente o bom funcionamento de toda a sinalização.

#### 1.2. Estaleiro e depósitos dos materiais

Os estaleiros principais deverão ser estabelecidos junto das obras, em áreas a definir pela Fiscalização, e ter disposição que assegure o melhor rendimento e, simultaneamente, fácil controlo.

- a) O cimento deverá ser mantido em silos ou em armazém coberto, com capacidade suficiente para o cumprimento do plano de trabalhos de betonagem sem interrupção. No caso de ser mantido em sacos, o empilhamento será feito sobre estratos e de tal modo que fiquem espaços livres para permitirem fácil acesso e inspecção.

- b) Os varões para as armaduras serão dispostos em estaleiros, separadamente por diâmetros e qualidades, e sempre fora do contacto com o solo.

É ainda a cargo do Empreiteiro:

- i. A montagem, exploração e desmontagem do estaleiro, incluindo as correspondentes instalações, redes provisórias de água, de esgoto, de electricidade e de telefone, vias internas de circulação, etc.
- ii. A construção de obras de carácter provisório destinadas a proporcionar o acesso ao estaleiro e aos locais de trabalho, a garantir a segurança das pessoas empregadas na obra e do público em geral, a evitar danos nos prédios vizinhos e a satisfazer os regulamentos de segurança e de polícia das vias públicas.
- iii. O restabelecimento por meio de obras provisórias, de todas as servidões e serventias que seja indispensável alterar ou destruir para a execução dos trabalhos previstos no contrato.
- iv. O levantamento, guarda, conservação e reposição de cabos e canalizações encontradas nas escavações e cuja existência se encontre assinalada nos documentos que fazem parte integrante do contrato ou pudesse certificar-se por simples inspecção do local da obra à data da realização do concurso.
- v. A conservação das instalações que tenham sido cedidas pelo Dono da Obra ao adjudicatário com vista à execução da empreitada.

### 1.3. Implantação das obras

A implantação geral das obras no terreno será feita com o maior rigor pelos Empreiteiros, na presença da Fiscalização, de harmonia com as indicações dos desenhos de construção.

- a) A implantação pormenorizada compete aos agentes do empreiteiro que a realizarão, no entanto, na presença da Fiscalização.
- b) O empreiteiro disporá o pessoal auxiliar necessário para a implantação geral das obras ou das rectificações que houver de realizar no decorrer dos trabalhos.
- c) A construção das marcas e referências e a sua conservação ou substituição são da conta do empreiteiro.
- d) O empreiteiro será sempre o responsável pelos prejuízos que possam derivar da eventual deslocação dos sinais de referência.
- e) No caso de desaparecerem algumas das marcações feitas e se verificar ter havido descuido na sua conservação, serão feitas novas marcações pela Fiscalização, ficando a cargo do empreiteiro todas as despesas que haja novamente a fazer.

### 1.4. Demolições

Encontram-se compreendidos neste artigo, todos os trabalhos e fornecimentos necessários à sua boa execução e aplicação, salientando-se:

- a) A demolição de todos os elementos inúteis e que obstem à execução do projecto. A demolição dos elementos indicados nas peças desenhadas. As demolições necessárias à abertura de vãos.
- b) A reposição dos panos danificados pelas demolições.
- c) Os escoramentos necessários.
- d) Os materiais resultantes das demolições e cuja aplicação tenha sido prevista na obra, deverão ser devidamente limpos de matérias estranhas e convenientemente arrumados em locais próximos da obra.

e) Todas as pedras sobrantes, que se apresentem em boas condições para o efeito a que se destinem, serão utilizadas em enrocamentos, alvenarias ou arranjos exteriores.

- As demolições e abertura de vãos deverão ser executadas de forma a danificarem o menos possível o existente, não sendo autorizado o emprego de explosões.

### 1.5. Escavação

Critério de medição

#### **Medição por metro cúbico**

As dimensões em planta são as nominais, isto é, as dimensões do perímetro exterior das plataformas de implantação do exterior dos edifícios a construir e das plataformas e taludes dos arranjos exteriores adjacentes. A altura é medida desde o fundo da escavação do terrapleno projectado, até ao terreno existente.

Os materiais sobrantes e indesejáveis, a critério da Fiscalização, passam a ser propriedade do Empreiteiro.

Não será atendida qualquer reclamação ou pedido de indemnização baseado no facto da natureza do terreno ser diferente da suposta.

#### **Fornecimentos e trabalhos**



Encontram-se compreendidos neste artigo todos os trabalhos e fornecimentos necessários à sua boa execução e aplicação, salientando-se:

As escavações para abertura de caboucos para as fundações serão executadas conforme os desenhos de construção, devendo quanto à profundidade julgada necessária, cumprir-se as indicações da Fiscalização.

Os caboucos serão entivados, caso se torne necessário, de modo que haja segurança completa do pessoal contra desmoronamentos.

Se na observação da natureza dos terrenos por parte da Fiscalização, esta concluir ser preferível alterar o tipo de fundações, o empreiteiro não terá direito a indemnização alguma por tal efeito. Igualmente não poderá reclamar indemnização que não seja correspondente às unidades de trabalho realizadas, se a decisão de alterar o tipo de fundações tiver lugar durante a abertura dos caboucos.

Os fundos dos caboucos serão regularizados, efectuando-se o corte do terreno, antes de se proceder ao enchimento das fundações. Todas as partes do terreno afectado pelo trabalho de abertura de caboucos deverão ficar convenientemente cheias, limpas e regularizadas.

Nenhuma fundação poderá ser cheia sem exame e autorização do Engenheiro Fiscal da obra o qual, para tal efeito deve ser previamente avisado.

As unidades de trabalho a mais ou a menos do que as constantes do projecto das fundações que houver a fazer serão pagas ou descontadas pelos preços unitários no mapa de trabalhos, afectados da respectiva correcção de praça.

Consideram-se incluídos neste artigo todas as operações de bombagem.

### **Condições técnicas de execução**

O trabalho inicia-se com a implantação das marcas de nivelamento devidamente fundadas em locais onde se possam conservar, seguindo-se a implantação dos eixos e das dimensões de cada plataforma ou talude.

O Empreiteiro deverá notificar a Fiscalização do início de qualquer operação fornecendo esta as normas que considere oportunas para a sua execução.

As operações de remoção e escavação serão realizadas com as precauções necessárias para atingir condições de segurança suficientes e evitar danos nas construções existentes e a manter de acordo com as indicações da Fiscalização.

Na execução dos trabalhos serão tomadas as todas precauções necessárias para não diminuir a resistência do terreno não escavado, em especial para evitar as seguintes ocorrências:

Instabilidade de taludes em rocha, por cortes inadequados, deslizamentos por descalce do pé da escavação;

Erosões locais e alagamentos devidos a uma drenagem defeituosa da obra.

A terra vegetal destinada a posterior utilização, assim classificada a critério da Fiscalização, será mantida separada dos restantes produtos escavados.

As medidas de protecção e contenção dos taludes previstas no projecto devem ser realizadas imediatamente após as respectivas escavações.

As escavadoras mecânicas devem ser examinadas com frequência por entidade competente, em especial após grandes períodos de repouso, dispor de um sistema de sinalização eficiente, e ser conduzidas apenas por pessoa habilitada. Quando estiverem em funcionamento, não deve ser permitida a aproximação de pessoas estranhas ao serviço (art. 77º do R.S.T.C.C.).

O uso de explosivos na escavação, caso seja necessária, está condicionado pelas disposições fixadas na Legislação exposta no Regulamento sobre substâncias explosivas (Decretos - Lei n.ºs 37 925, 42 095, 43 127 e 47 874, respectivamente de 01/08/1950, 14/01/1959, 23/08/1969 e 30/08/1967 e Despacho de 20/06/1962 da Secretaria de Estado da Indústria). Os tiros nunca serão permitidos durante a noite e as horas em que poderão ser feitos deverão ter o acordo da Fiscalização. Os tiros devem efectuar-se apenas sobre direcção competente e com permissão escrita. O seu uso, próximo de edifícios ou outra construção deverá atender às características locais (nomeadamente largura das ruas e estruturas dos edifícios existentes) só devendo ser adoptado em último recurso quando não forem recomendáveis outros processos de escavação. Antes de deflagração dos explosivos, deve cobrir-se a zona de tiro com ramos de árvores, rolos de arame, chapas metálicas ou

outro material metálico adequado, de modo a evitar a protecção de escombros, e deve suspender-se ou desviar-se o trânsito na área de perigo.

Em certos tipos de solo, quando o emprego de explosivos oferecer riscos, deverá recorrer-se a equipamento metálico.

A escavação manual deve realizar-se por fases limitadas pela altura a que um homem pode baldear com a pá (aproximadamente 1,80 m). Quando sejam utilizadas pás, picaretas, percutores e outras ferramentas semelhantes, os operários devem manter entre si a distância mínima de 3,60 m (art. 78º do R.S.T.C.C.). Na escavação mecânica deve dar-se particular atenção à existência de cabos e condutas enterradas e a outros condicionamentos próprios das zonas edificadas.

Quando o volume de água afluyente dificultar os trabalhos ou constituir incómodo para o pessoal, deve proceder-se à sua extracção e conduzi-la para local donde não possa retornar. Os materiais resultantes da escavação devem dispor-se apenas num dos lados da vala, de modo a deixar livre uma faixa de pelo menos 0,60 m e a não formar um depósito tal que ponha em perigo a estabilidade da vala. Convém fixar uma prancha de madeira, como resguardo, de modo a evitar que os materiais rolem para a vala (art. 79º do R.S.T.C.C.).

Se no local de abertura da trincheira não for possível "arrumar" as terras escavadas, sem grande prejuízo para o trânsito, conforme se estipula nos pontos 3 e 4 das Cláusulas Técnicas Gerais deste Caderno de Encargos, poderá a Fiscalização impor ao Empreiteiro a remoção de todas as terras escavadas para outro local e respectiva reposição, quando do aterro da trincheira. Este trabalho não faz parte da Empreitada, sendo no entanto, o Empreiteiro obrigado a executá-lo, quando a Fiscalização o entender necessário.

Antes de se executarem escavações próximo de muros ou paredes de edifícios deve verificar-se se essas escavações poderão afectar a sua estabilidade. Em caso afirmativo, deverão adoptar-se processos eficazes, como escoramento ou recalçamento, para garantir a estabilidade. Estes trabalhos devem ser orientados e examinados por entidade competente (art. 81º do R.S.T.C.C.). Depois de temporais ou de qualquer outra ocorrência susceptível de afectar as condições de segurança dos operários e do público, a escavação só deverá continuar após Inspecção-Geral (art. 82º do R.S.T.C.C.).

Quando existirem condutas, cabos ou outras instalações enterradas de que se conheça a localização aproximada, a escavação nos 30 cm acima da dessas instalações deve fazer-se com o maior cuidado e de preferência manualmente. Logo que essas instalações, ou quaisquer outras cuja existência seja desconhecida, forem postas a descoberto, o construtor deve comunicar tal facto à entidade competente, e indicar as disposições construtivas que adoptou ou se propõe a adoptar para garantir a segurança das instalações existentes e o prosseguimento da obra. Deve haver o maior cuidado em providenciar para que todos os colectores interrompidos pela escavação, mesmo que pareça já estarem fora de serviço, sejam devidamente repostos presumível cota de face superior ou, se se considerar conveniente, ligados a um colector interceptor de modo a mantê-los em condições de funcionamento.

### 1.6. Escavação para abertura de caboucos

Encontram-se compreendidos neste artigo todos os trabalhos e fornecimentos necessários à sua boa execução e aplicação, salientando-se:

- a) As escavações para abertura de caboucos para as fundações serão executadas conforme os desenhos de construção, devendo quanto à profundidade julgada necessária, cumprir-se as indicações da Fiscalização.
- b) Os caboucos serão entivados, caso se torne necessário, de modo que haja segurança completa do pessoal contra desmoronamentos.
- c) Se a observação da natureza dos terrenos por parte da Fiscalização esta concluir ser preferível alterar o tipo de fundações, o empreiteiro não terá direito a indemnização alguma por tal efeito. Igualmente não poderá reclamar indemnização que não seja correspondente às unidades de trabalho realizadas, se a decisão de alterar o tipo de fundações tiver lugar durante a abertura dos caboucos.
- d) Os fundos dos caboucos serão regularizados, efectuando-se o corte do terreno, antes de se proceder ao enchimento das fundações. Todas as partes do terreno afectado pelo trabalho de abertura de caboucos deverão ficar convenientemente cheias, limpas e regularizadas.
- e) Nenhuma fundação poderá ser cheia sem exame e autorização do Engenheiro Fiscal da obra o qual, para tal efeito deve ser previamente avisado.
- f) As unidades de trabalho a mais ou a menos do que as constantes do projecto das fundações que houver a fazer serão pagas ou descontadas pelos preços unitários no mapa de trabalhos, affectados da respectiva correcção de praça.
- g) Consideram-se incluídos neste artigo todas as operações de bombagem.

### 1.7. Betão de ligante hidráulico

A composição do betão deve ser estabelecida de modo a que este satisfaça as características que a sua utilidade impõe (tipo, classe e qualidade) e tendo em atenção os

componentes disponíveis e as condições particulares de fabrico, transporte, compactação e cura.

A qualidade de betão, sua composição, dosagem mínima de ligante, valor máximo da razão água/ligante, e granulometria dos inertes deve satisfazer as NP ENV 206 de 1993 e a emenda de 1 de 1996 e ainda a Especificação do LNEC E 378-1996 – Betões – Guia para a utilização de ligantes hidráulicos.

### 1.8. Transporte de produtos escavados

Incluem-se neste artigo as operações de condução de produtos escavados em excesso desde os locais de extracção aos vazadouros, e das terras de empréstimo, desde os locais de origem aos de aplicação.

Também são incluídas neste artigo as operações de condução de produtos escavados a depósito provisórios e, posteriormente aos locais de aplicação.

Constitui encargo do adjudicatário a execução das operações de transporte de produtos escavados decorrentes da localização das zonas de trabalho e de depósito, indicados no contrato e no projecto.

Constituirão trabalhos a mais ou a menos os transportes de produtos escavados resultantes das alterações dos locais de depósito de terras, não imputáveis ao adjudicatário.

Os preços unitários do transporte devem incluir as operações de carga e descarga.

Os erros ou omissões do projecto relativos à natureza e quantidade dos materiais a transportar, aos percursos e às condições de carga e descarga, não poderão servir de fundamento à suspensão ou interrupção dos trabalhos, constituindo obrigação do adjudicatário dispor oportunamente do equipamento necessário.

Constituem encargos do adjudicatário os trabalhos referentes à instalação dos acessos provisórios necessários, dentro e fora do estaleiro.

O equipamento a utilizar não deve, pela sua forma, dimensão ou peso, provocar danos às obras em curso ou até às construções existentes.

A passagem dos meios de transporte sobre os aterros executados na obra, deve fazer-se, tanto quanto possível, em percursos diferentes, de forma a obter-se uma compactação uniforme das zonas aterradas.

Os danos causados nas vias públicas, os embaraços ao trânsito ou quaisquer outras responsabilidades perante terceiros, resultantes do tipo de equipamento e das operações de transporte de terras, serão encargo do adjudicatário.

### 1.9. Furos, valas, rasgos e ranhuras

Encontram-se compreendidos neste artigo, todos os trabalhos e fornecimentos à sua boa execução e aplicação, salientando-se:

- a) De acordo com as necessidades do projecto o empreiteiro deixará já construído no toco os planos reentrantes ou salientes de emolduramentos, ombreiras, soleiras, etc., para que deverá seguir os desenhos das outras artes.
- b) Deverá abrir e tapar também todos os rasgos e furos necessários à instalação das obras de Electricidade, Picheleiro, Trolha, Carpinteiro, etc.

### 1.10. Entivações e escoramentos

Encontram-se compreendidos neste artigo todos os trabalhos e fornecimentos necessários à sua boa execução e aplicação, salientando-se:



- a) As entivações e escoramentos dos caboucos ou valas, deverão ser suficientemente resistentes para suportarem os impulsos das terras molhadas, ou outras cargas a que se achem submetidas e garantirem uma estanqueidade adequada à obra a que se destinam.
- b) A sua construção deverá ser executada de tal modo que seja possível desarmar os troços onde decorrem os trabalhos sem comprometer a segurança da parte restante dos escoramentos.
- c) Todas as madeiras serão retiradas, não se permitindo que fiquem no interior da obra ou junto às superfícies em contacto com as terras.

### 1.11. Água

A água a empregar deverá ser doce, limpa, límpida e isenta de quaisquer substâncias vegetais, ou matérias estranhas, e sobretudo não conter óleos, ácidos e alcalis concentrados.

Não deve conter matéria orgânica em proporção superior a 500 miligramas de oxigénio por decímetro cúbico de água, nem substâncias em suspensão em proporção superior a 2g/dm<sup>3</sup>, no caso de betão armado, e superior a 5 g/dm<sup>3</sup> em todos os outros casos.

Deve estar de acordo com a especificação do L.N.E.C. E372-1993, respeitando as seguintes características:

		Valor a Satisfazer	
Característica	Documento Normativo	Betão Simples	Betão Armado e Betão Pré-Esforçado
pH	NP 411	>4	>4
Resíduo dissolvido ( $g/dm^3$ )	E 380	<35	<10
Resíduo em suspensão ( $g/dm^3$ )	E 380	<5	<2
CQO (1) ( $mg/dm^3$ )	NP 1414	<500	<500
Teor de cloretos ( $mg/dm^3$ )	NP 423	<4500	<600
Teor de sulfatos ( $mg/dm^3$ )	NP 413	<2000	<2000
Teor de ortofosfatos ( $mg/dm^3$ )	E 379	<100	<100
Teor de nitratos ( $mg/dm^3$ )	E 382	<500	<500
Teor de sulfuretos( $mg/dm^3$ )	NP 1417	<100	<100
Teor de sódio e de potássio ( $mg/dm^3$ )	E 381	<1000	<1000

Tabela 93 – Características da água para betão

(1) Consumo químico de oxigénio

### 1.12. Areia para betão e argamassa

Deverá ser natural, siliciosa, isenta de matérias orgânicas ou de quaisquer outras que prejudiquem as qualidades das argamassas. São os seguintes os valores máximos de impurezas tolerantes, em percentagem de peso de areia:

- Argila, Iodo, pó de pedra, de dimensões inferiores a 75 a 80  $\mu$ , no estado livre e bem distribuídos na areia 3%.
- Carvão, madeira, bocados de argila, mica, conchas ou outras partículas friáveis, susceptíveis de se reduzirem a pó durante a amassadura 1,5%.

- Sulfatos e sulfuretos, expressos em  $\text{SO}_2$ , uniformemente distribuídos em partículas com menos de  $0,5 \text{ cm}^3$  (0,05%).

A areia não deve conter qualquer película aderente de argila, pó, ou qualquer outro revestimento que o possa isolar do cimento. Se contiver deve ser rigorosamente lavada.

As impurezas de origem orgânica devem ser em percentagem tal que a agitação desta com o soluto a 3% de soda cáustica de um líquido de cor mais clara que a dum soluto aquoso padrão, de soda cáustica, álcool e ácido tânico.

A areia deve ter uma percentagem de vazios compreendida entre 30 a 35% do volume aparente de areia seca. A sua baridade deve estar de acordo com a respectiva Especificação do Laboratório Nacional de Engenharia Civil.

### 1.13. Brita para betão de ligante hidráulico

A brita deve apresentar resistência mecânica, forma e composição química adequada para o fabrico do betão a que se destina. Não deve conter em quantidades prejudiciais, películas de argila ou qualquer outro revestimento que a isole do ligante, partículas moles, friáveis ou demasiadamente finas, matéria orgânica e outras impurezas.

A máxima dimensão da brita, depende do tipo de obra, não devendo exceder, nem  $1/4$  a  $1/5$  da menor dimensão da peça a betonar, nem o menor espaçamento das armaduras.

Em geral, não devem ser excedidas as seguintes máximas dimensões:

- a) Betão armado corrente, em lajes 25 a 30 mm
- b) Betão pouco ou não armado em fundações 50 mm

A granulometria deve ser estabelecida de modo a conferir ao betão as propriedades que a sua utilização impõe, nomeadamente doseando os finos e os grossos de forma a obter maior capacidade, estando de acordo com o indicado no Regulamento Nacional.

### 1.14. Cimento

O cimento a empregar obedecerá em tudo às disposições do Caderno de Encargos para o fornecimento e recepção de cimento Portland normal.

Os sacos de cimento serão arrumados por lotes, segundo a ordem de entrada no armazém, não devendo, por via de regra, o período de armazenagem ser superior a 90 dias.

Não se admitirá o emprego de cimento em que se tenha verificado a acção da humidade, devendo, em caso de dúvida, efectuarem-se os ensaios comprovativos do seu estado de conservação.

A Fiscalização poderá, se assim o entender necessário, mandar colher amostras para o ensaio de todos os lotes chegados à obra.

### 1.15. Betões

Encontram-se compreendidos neste artigo todos os trabalhos e fornecimentos necessários à sua boa execução e aplicação, salientando-se:

- a) Betão do tipo I para betão armado da classe de resistência C25/30, com a dosagem de 320Kg de cimento por metro cúbico colocado na obra e com a resistência mínima à compressão, aos 28 dias de endurecimento, em cubos de 20 cm de aresta de 30 MPa, a utilizar nas fundações, nos pilares, nas lajes, nas vigas, muros e paredes de betão, laje de fundo, lintéis e muros de encabeçamento.

- b) Betão de tipo II de limpeza da classe de resistência C12/15, com a dosagem de 150 Kg de cimento por metro cúbico colocado em Obra, a utilizar na regularização dos caboucos.
- c) Todos os betões terão granulometria e quantidade de água de amassadura que garanta, a par da resistência apropriada, as resistências fixadas.
- d) Poderão ser usados plastificantes ou aceleradores de presa do tipo que a Fiscalização aprovar, a fim de aumentar ou acelerar o endurecimento dos betões, mas sem redução nas dosagens previstas, nem alterações nos preços estabelecidos para os mesmos betões.
- e) Todos os betões enterrados serão hidrofugados com aditivo do tipo "Superbarra 5" na proporção de 2,5% em relação ao peso do cimento.

O betão leve terá um peso específico inferior aos 6kN/m<sup>3</sup>.

### 1.16. Preparação de betões

Encontram-se compreendidos neste artigo todos os trabalhos e fornecimentos necessários à sua boa execução, salientando-se:

- a) Os betões serão fabricados com dosagens previstas de cimento, areia e brita. Os materiais inerentes poderão ser doseados em peso ou volumetricamente, mas o cimento será sempre em peso, devendo procurar-se fazer amassaduras de saco inteiro.
- b) As amassaduras serão feitas, de preferência mecanicamente, misturando-se aqueles elementos em seco e juntando-se água, de forma que a mistura tenha consistência normalmente plástica, homogénea e de cor uniforme.

- c) O tempo de trabalho das betoneiras, em cada amassadura deverá durar pelo menos 2 minutos.
- d) A consistência da massa deve ser tanto quanto possível a da terra húmida e a quantidade de água necessária, será determinada por ensaios de modo que se consiga uma trabalhadade compatível com a resistência desejada e com os processos de aperto adoptados para o betão.
- e) O betão deverá ser aplicado logo após o seu fabrico, para o que se fará apenas a quantidade suficiente para cada betonagem não devendo, em geral, utilizar-se o betão que tenha sido fabricado há mais de uma hora.
- f) Enquanto se não fizer a betonagem, dever-se-à proteger o betão que estiver no amassadouro da acção do Sol, chuvas fortes ou ventos.
- g) Não deverá ser permitido o emprego de betão que tenha sofrido começo de presa no amassadouro ou na betoneira, ainda que molhado.

### 1.17. Fornecimento e colocação do betão

#### **Fornecimentos e trabalhos**

Refere-se ao fornecimento, e colocação em obra de betão de limpeza, aplicado na base das fundações de betão armado, para protecção e certeza de que as armaduras ficam bem isoladas das humidades do terreno.

A implantação e marcação das plataformas de trabalho.

O fornecimento e colocação de peças especiais de cofragem perdidas, nas zonas necessárias para passagem de tubagem.

Todos os trabalhos acessórios necessários para a execução do trabalho.

Os ensaios de controlo do betão.

### **Condições técnicas de execução**

Este betão deverá ser bem apiloado a maço contra o terreno de fundação.

O betão de limpeza referido neste artigo deverá ser executado com o mínimo de um dia de antecedência à colocação das armaduras das estruturas de betão armado que lhe irão ser sobrepostas. O não cumprimento desta condição, sem prévio consentimento da Fiscalização, pressupõe que o artigo não foi executado e, consequentemente, não será pago.

### **Controle de qualidade**

As irregularidades das superfícies do betão classificam-se neste documento em:

Bruscas - São as saliências e rebarbas causadas pela deslocação ou mau posicionamento dos elementos de cofragem, por deficiências das suas ligações ou por quaisquer outros defeitos locais das cofragens, sendo medidas directamente.

Suaves - São as restantes irregularidades e serão medidas por meio de uma cércea de 1.0m de comprimento, e a forma nominal do elemento projectado.

Serão consideradas três classes de acabamento para as superfícies, A1, A2 e A3, com as seguintes tolerâncias:

A1 - Acabamento irregular, sem qualquer limite para as saliências. As depressões bruscas ou suaves, serão inferiores a 2.0cm.

A2 - As irregularidades bruscas não podem exceder 0.5cm e as suaves 1.0cm.

A3 - As irregularidades bruscas não podem exceder 0.3cm e as irregularidades suaves não poderão exceder 0.5cm. Apresentará cor e textura uniforme e será isento de manchas devido a materiais estranhos ao betão.

As diversas classes de acabamento terão as seguintes aplicações, salvo indicação em contrário:

A1 - Superfícies em contacto com o terreno ou com maciços de betão. Elementos de fundação moldados em obra.

A2 - Superfícies que se destinam a revestimentos com argamassa ou materiais análogos, ou que não tendo qualquer revestimento, ficarão permanentemente ocultas.

A3 - Superfícies de betão à vista ou com revestimentos muito delgados.

Durante o decurso da obra serão realizados ensaios de Controlo de qualidade de betão. A Fiscalização definirá o plano de realização dos ensaios, que deverão ser realizados em laboratório oficial.

Sempre que os ensaios levem à conclusão de que o betão não se encontra com as características indicadas neste Caderno de Encargos, a Fiscalização optará por:

- Demolição das peças em más condições;
- Realização, a expensas do Empreiteiro, de ensaios de carga ou outros para avaliação do comportamento em obra.

### 1.18. Armadura para betão

Encontram-se compreendidos neste artigo todos os trabalhos e fornecimentos necessários à sua boa execução e aplicação, salientando-se:



- a) As armaduras a empregar nos diferentes elementos de betão armado, da classe A500NR, terão as secções previstas no Projecto e serão colocadas rigorosamente conforme os desenhos indicam, devendo atar-se de forma eficaz para que não se desloquem durante as diferentes fases da execução das obras.
- b) Utilizar-se-ão pequenos calços pré-fabricados, de argamassa ou micro-betão para manter os afastamentos das armaduras dos moldes, possuindo esses calços arames de fixação.
- c) As armaduras serão dobradas a frio com máquinas apropriadas, devendo seguir-se em tudo o preceituado nos Regulamentos Nacionais.
- d) Permite-se o emprego de soldadura eléctrica por contacto, de topo, com eléctrodos, sem redução de secção útil, mas só depois de se comprovar a eficiência das máquinas e a competência dos operários soldadores.
- e) Para efeito da liquidação o trabalho será avaliado por medição do peso do varão de aço aplicado em armaduras, pela aplicação de tabelas de pesos dos varões de aço para betão armado, não incluindo a medição, a dobragem e montagem, as sobreposições, soldagens ou qualquer outro sistema de união, as ataduras e os ganchos, os quais são considerados nos preços unitários.

### 1.19. Madeiras

As madeiras a empregar na obra deverão ser bem cerneiras, não ardidadas nem cardadas, sem nós viciosos, caruncho, fendas ou falhas que diminuam a sua resistência.

As madeiras serão de primeira, isto é, escolhidas de modo a que os pequenos defeitos (nós, fendas, etc.) não sejam muitos nem se apresentem com grandes dimensões, nem em zonas das peças em que se encontrem instaladas as maiores tensões.

Todas as peças de madeira deverão apresentar-se de quina viva e perfeitamente desempenada.

### 1.20. Moldes

Encontram-se compreendidos neste artigo todos os trabalhos e fornecimentos necessários à sua boa execução e aplicação, salientando-se:

- a) Moldes terão de satisfazer ao especificado no Regulamento de Betões de Ligantes Hidráulicos, no Regulamento de Estruturas de Betão Armado e neste Caderno de Encargos.
- b) Os moldes para as diferentes partes das obras deverão ser montados com solidez e perfeição para que fiquem rígidos durante a betonagem e possam ser facilmente desmontados, sem pancadas nem vibrações.
- c) Os moldes serão metálicos ou de madeira em contraplacado. No caso de emprego de contraplacado de madeira convirá que a superfície seja tratada de forma a facilitar a desmoldagem e permitir mais reaplicações; a uma espessura mínima será de 2 cm.
- d) Todas as superfícies dos moldes deverão ser pintadas ou protegidas, antes da colocação das armaduras, com produto apropriado, previamente aceite pela Fiscalização para evitar aderências do betão, prejudicial ao seu aspecto.

### 1.21. Provetes para ensaios de betão

Os provetes para ensaio de comprovação das características do betão serão de forma cúbica de 20 cm de aresta. O empreiteiro é obrigado a fabricar e mandar ensaiar os cubos

que a Fiscalização julgar necessário. O custo respectivo, até ao limite de três provetes por cada 50 m<sup>3</sup> de betão colocado em obra, considera-se incluído no preço dos betões. Os ensaios dos provetes que eventualmente houver que ensaiar além deste número serão pagos ao empreiteiro, salvo se se verificar ser por culpa do mesmo que se tornou necessário realizar os ensaios.

- a) Os provetes serão executados de acordo com as indicações da Fiscalização, em moldes metálicos de faces perfeitamente desempenadas.
- b) A conservação dos provetes durante o endurecimento obedecerá ao que for determinado pela Fiscalização, tidas em conta as condições climáticas.
- c) Os provetes serão transportados para o laboratório onde devem efectuar-se os ensaios devidamente acondicionados, de forma a evitar que se deteriorem.
- d) Os ensaios serão sempre realizados sobre o conjunto de três provetes representativos da mesma massa de betão.
- e) Os três cubos para cada ensaio serão feitos, todos, com betão de uma amassadura, destinada a ser aplicada na obra e designada no acto pela Fiscalização.
- f) A Fiscalização poderá mandar executar mais que uma série de três cubos de uma amassadura, pelo que o empreiteiro deverá dispor de moldes metálicos em número suficiente.
- g) Os cubos só poderão ser executados na presença da Fiscalização.
- h) Todos os cubos serão numerados a seguir, para cada um dos tipos de betão.
- i) No provete deverá ser gravado, além do número de ordem e do tipo de betão, a data de fabrico e o elemento da obra a que diz respeito.
- j) Deverá ser feito, para cada tipo de betão, um registo dos provetes fabricados, no qual constam, pelo menos, os seguintes elementos:
  - Número do cubo;

- Data de fabrico;
  - Data de ensaio;
  - Idade a que se realiza o ensaio;
  - Dosagem;
  - Quantidade de água de amassadura;
  - Local do emprego do betão donde foi retirado o provete;
  - Tensão de ruptura obtida no ensaio;
  - Média das tensões de ruptura dos três provetes que formam o conjunto;
  - Peso do cubo;
  - Observações.
- k) Os cubos deverão dar entrada no Laboratório com antecedência suficiente para que os ensaios possam ser realizados nos dias previstos.
- l) Admitir-se-ão, para efeito de estimar a resistência dos betões aos 28 dias a partir da resistência aos 3, aos 7 e aos 90 dias de fabrico, as seguintes relações:
- $$R_{28} = 2,22 \quad R_3 = 1,43 \quad R_7 = 0,87 \quad R_{90}$$
- m) A tolerância, para menos, admitida na tensão média de ruptura será, no máximo, de  $20Kg/cm^2$ .

### 1.22. Betonagem

Encontram-se compreendidos neste artigo todos os trabalhos e fornecimentos necessários à sua boa execução e aplicação, salientando-se:

- a) Dispor-se a betoneira de modo que o transporte seja o mais reduzido possível, devendo este efectuar-se de forma a evitar a desagregação dos elementos do betão, sendo necessário voltar a misturá-los, em caso contrário.

- b) O betão será lançado nos moldes por camadas com a espessura aproximada de 15 cm e apiloado com vibradores apropriados, para ficar o mais compacto possível e não deixar vazios no interior da massa, junto aos moldes ou em volta das armaduras.
- c) Antes de se lançar uma nova camada deve verificar-se se a anterior está bem apiloada e se encontra ainda fresca.
- d) Não se deverá fazer betonagem a temperaturas inferiores a 0° C, salvo em casos excepcionais em que deverão ser tomadas precauções para proteger o betão contra o frio durante o seu fabrico, transporte, moldagem e período de endurecimento que não deverá ser inferior a 72 horas.
- e) Desde que o betão comece a fazer presa até que tenha atingido um grau de endurecimento suficiente, devem evitar-se as pancadas, choques e vibrações nas respectivas peças e protegê-lo contra a acção das geadas e contra uma secagem rápida pelo vento ou pelo Sol, conservando-se humedecido por qualquer meio durante oito dias, pelo menos.
- f) Sempre que for possível deverá proceder-se à betonagem das peças por uma só vez, mas, caso se torne necessário interromper uma betonagem é indispensável fixar com antecedência as juntas de construção a fazer, as quais serão previstas nos locais que tiveram menor influência para a resistência da respectiva peça.
- g) Durante o tempo de presa do betão não deverá permitir-se aplicar cargas ou trânsito às peças fabricadas.

### 1.23. Juntas de betonagem

As interrupções da betonagem, quando tenham passado um ou mais dias antes da sua continuação, devem ser ajustadas às seguintes prescrições:

Ao interromper a betonagem, ainda que seja por um prazo inferior a uma hora, deixar-se-á a superfície terminal o mais irregular possível, cobrindo-a com sacos húmidos para protegê-la dos agentes atmosféricos. Nunca se deixarão zonas de laje betonadas em parte da sua altura, e muito menos pequenas zonas isoladas do resto da obra. Ao retomar o trabalho numa junta de construção, limpar-se-á cuidadosamente, escovando-a com uma escova de arame, molhando-a antes de colocar o primeiro betão que deverá ter um teor de cimento 20% superior ao normal. Uma precaução muito conveniente é submeter a superfície da junta à acção de um jacto de água à pressão, quando não tenha terminado o processo de presa do betão.

### 1.24. Pavimento térreo

O pavimento térreo terá a seguinte estrutura, desde a cota mais baixa à mais alta teremos:

- Terreno devidamente compactado;
- Tout-venant;
- Betão de limpeza e regularização;
- Filme plástico, sobreposição de 30 cm e soldadura térmica nas juntas;
- Betão C16/20 com armaduras conforme definido nas peças desenhadas;
- Acabamento definido pelo projecto de arquitectura.

### 1.25. Lajes aligeiradas de vigotas pré-fabricadas de betão pré-esforçado

Os pavimentos de vigotas são formados por vigotas de betão pré-esforçado, blocos de cofragem e uma camada de betão armado complementar colocado em obra com função resistente e de solidarização do conjunto.

O funcionamento estrutural é semelhante a uma laje com armadura resistente unidireccional, sendo essencial que se assegure a necessária aderência entre o betão complementar e as vigotas.

### **Características das vigotas**

As vigotas são prefabricadas, de betão pré-esforçado, com armadura constituída por fios de aço aderentes.

O betão é de cimento Portland normal, com as características da classe C40/50 ou superior.

O aço dos fios de pré-esforço, homologado pelo LNEC, satisfaz à classe 1770 de baixa relaxação, de acordo com a Euronorm 138/79, a que correspondem os seguintes valores característicos mínimos:

- tensão de rotura à tracção 1770Mpa
- tensão limite convencional de proporcionalidade a 0,2% 1526Mpa
- tensão limite convencional de proporcionalidade a 0,1% 1470Mpa
- módulo de elasticidade 200Gpa
- extensão após rotura (relativa à base de medida de 10 diâmetros) 3,5%

A relaxação dos fios de aço, às mil horas e à temperatura de 20°C, não deve 2,5% para uma tensão inicial aplicada de 0,7 da tensão característica de rotura.

### **Características dos blocos de cofragem**

Os blocos de cofragem utilizados são de betão de inertes correntes e furados, ou cerâmicos, tendo formas de extradorso curvas ou poligonais e ressaltos laterais para apoio nos banzos das vigotas.

### **Betão complementar**

O betão complementar é aplicado em camada contínua de espessura variável de acordo com indicação nas peças desenhadas, mas nunca inferior a 30mm e incorpora uma armadura de distribuição.

Este betão é de cimento Portland normal, com as características especificadas nos elementos de projecto e obedecendo ao estipulado nas cláusulas respeitantes ao betão armado deste Caderno de Especificações Técnicas.

Quando omissas, considerar-se-á um betão com a dosagem mínima de 300kg de cimento por metro cúbico e as características da classe C25/30.

A dimensão máxima dos inertes deve permitir o preenchimento fácil e completo dos espaços entre vigotas e os blocos de cofragem

### **Recepção em Obra**

Cabe à fiscalização da obra decidir quando devem ser realizados ensaios de recepção sobre os elementos pré-fabricados constituintes dos pavimentos.

Os ensaios a efectuar, por amostragem, sobre vigotas constarão da verificação das dimensões e do posicionamento dos fios, verificação da tensão de pré-esforço instalada nos fios e verificação das características mecânicas do aço.



Os ensaios a efectuar, por amostragem, sobre blocos de cofragem constarão da verificação da dimensões e da massa dos blocos e da verificação da capacidade resistente dos blocos.

### Identificação de Vigotas

Recomenda-se que as vigotas sejam marcadas, de forma clara e indelével, com registo do nome da marca do pavimento e do tipo de vigota.

Quando tal não aconteça, deve garantir-se de qualquer forma, para cada fornecimento de vigotas, a clara identificação da marca destas, da data do seu fabrico e dos tipos de vigotas fornecidos.

#### 1.26. Betão pronto

Encontram-se compreendidos neste artigo, todos os trabalhos e fornecimentos necessários à sua boa execução e aplicação, salientando-se:

- a) Os boletins de encomenda deverão conter os seguintes elementos:

Tipo de Betão;

Máxima dimensão do Inerte;

Natureza do Ligante;

Consistência do Betão;

- b) As guias de remessa do betão de cada veículo transportador deverão conter os seguintes elementos:

Data do fornecimento;

Identificação do veículo transportador;

Identificação do momento (horas, minutos);

Consistência do Betão;

Massa volúmica do Betão Fresco;

Volume do Betão fornecido;

- c) Não se aceitará betão no qual foi feita a adição da água da amassadura há mais de 30 minutos. Nestas situações (de grandes percursos) o veículo transportador deverá deslocar-se com a betoneira em traço seco e só deve adicionar a água da amassadura aquando da chegada à obra.
- d) Competindo sempre ao empreiteiro fazer cumprir as especificações, a Fiscalização não reconhecerá qualquer fornecedor.
- e) A Fiscalização reserva-se o direito de solicitar provetes de ensaio de betão de todos os veículos transportadores.
- f) Em tudo o omissso se mantêm os específicos nos artigos referentes à betonagem, aos provetes para ensaios de betão, e as características dos materiais.

### 1.27. Descofragem

Nenhuma peça de betão armado será desmoldada, sem que se verifique previamente que o betão está suficientemente endurecido.

Os prazos para as desmoldagens são os previstos nos Regulamentos Nacionais.

Aos prazos de desmoldagem indicados deverá adicionar-se o número de dias em que a temperatura se tenha mantido igual ou inferior a 4° C, durante e depois da betonagem.

### 1.28. Acabamentos das superfícies à vista do betão

Exige-se a perfeita execução dos moldes uma vez que não é possível rebocar as superfícies para correcção de erros.

No betão aparente é fundamental assegurar a qualidade das superfícies, motivo pelo qual será necessário definir com rigor a estereotomia e o modo de vedação das ligações entre painéis das juntas, para evitar a perda de leitada. A utilização de mástiques, silicones e juntas de borracha são fundamentais. Em qualquer dos casos as superfícies à vista serão rebarbadas e alisadas a fim de ficarem o mais desempenas das possíveis.

Em seguida essas superfícies serão pintadas com tinta apropriada para betão, de forma a apresentarem uma coloração final uniforme, de acordo com o especificado no projecto de arquitectura.

### 1.29. Diversos

Todos os casos omissos do presente Caderno de Encargos serão resolvidos tendo em atenção os preceitos e normas de boa técnica, bem assim como o cumprimento da legislação em vigor.

Todos os materiais a utilizar no projecto devem ter a marcação CE, e os materiais como o betão e o aço devem respeitar as estipulações definidas no Decreto-Lei nº 301/2007, quer no que respeita à execução da estrutura, quer na elaboração de ensaios em provetes para verificação das características mecânicas dos materiais, entre outros aspectos definidos pelo mesmo.



# ANEXOS

## PEÇAS DESENHADAS



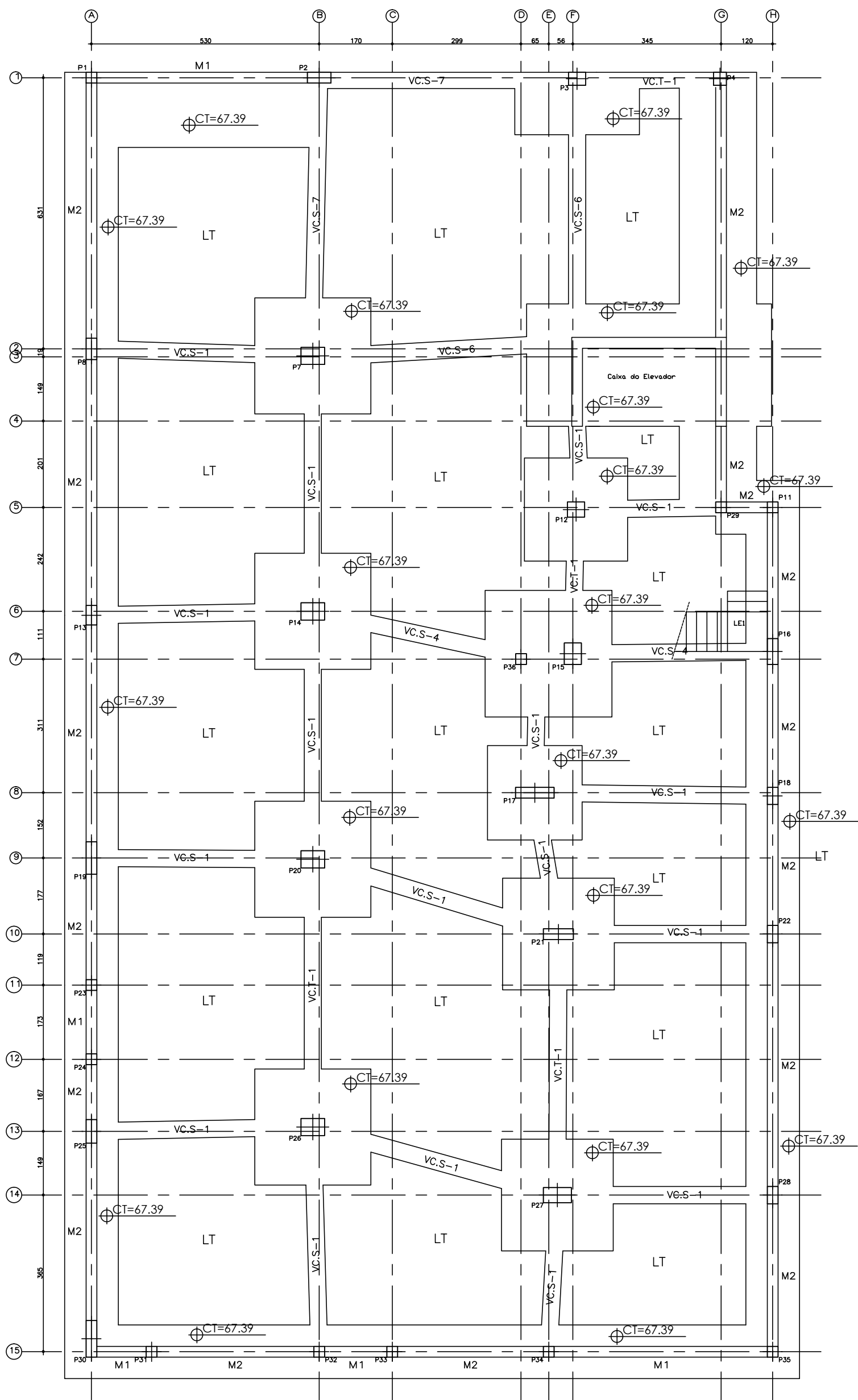
# Projecto de Estabilidade de um Edifício Multifamiliar

## Índice de Peças Desenhadas

Título do Desenho	Nº Desenho	Escala
Planta estrutural de implantação	1	1:100
Planta estrutural das fundações	2	1:20; 1:100
Quadro de elementos de fundações		
Tabela de vigas de equilíbrio		
Escadas da cave ao R/Chão		
Pormenores de muros		
Pormenor da parede de caixa de elevador		
Planta estrutural do r/chão	3	1:20; 1:100
Quadro de lajes aligeiradas		
Escadas do R/Chão à cobertura		
Pormenor laje patamar de escadas		
Pormenor laje patamar de elevador		
Planta estrutural do piso 1 ao piso 5	4	1:100
Planta estrutural do piso 6		
Planta estrutural da cobertura		
Pormenores das consolas		
Planta estrutural da cobertura da caixa de elevador		
Planta estrutural da cobertura da caixa de escadas		
Cortes estruturais	5	1:100
Quadro de Pilares	6	1:50
Pórticos do r/chão (1/2)	7	1:20; 1:100
Pórticos do r/chão (2/2)	8	1:20; 1:100
Pórticos do 1º piso ao 5º piso (1/2)	9	1:20; 1:100
Pórticos do 1º piso ao 5º piso (2/2)	10	1:20; 1:100
Pórticos do 6º piso (1/2)	11	1:20; 1:100
Pórticos do 6º piso (2/2)	12	1:20; 1:100
Pórticos do piso de cobertura (1/2)	13	1:20; 1:100
Pórticos do piso de cobertura (2/2)	14	1:20; 1:100
Pórticos do piso de cobertura de caixa de escadas	15	1:20; 1:100
Corte C1 e C2	16	1:100
Corte C3 e C4	17	1:100
Corte C5 e C6	18	1:100
Plantas de arquitectura	19	1:100







PLANTA ESTRUTURAL DE IMPLANTAÇÃO

LEGENDA:

- M - MURO
- P - PILAR
- LT - LAJE TÉRREA
- LE - LAJE DE ESCADA
- LA - LAJE ALIGEIRADA
- LM - LAJE MACIÇA
- VC - VIGA CINTA
- JD - JUNTA DE DILATAÇÃO

- Viga ALTA ( )
- Viga RASA ( )
- Viga ALTA INVERTIDA ( )

- C.T. - COTA TOSCO
- C.P. - COTA PRONTO

MATERIAIS:

- Betão: Betão de Limpeza C12/15
- Fundações C25/30
- Laje Térrea C16/20
- Restantes Elementos C25/30
- Aço: Aço em Varões A500 NR
- Perfis Laminados S275
- Redes Electrosoldadas A500 EL

isep Instituto Superior de Engenharia do Porto

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

AUTOR: FÁBIO FILIPE

REV: JMC

PROJECTO DE ESTABILIDADE DE UM EDIFÍCIO DE HABITAÇÃO MULTIFAMILIAR

ESCALAS: 1:100

DATA: 02/11/2011

DESENHO Nº 1

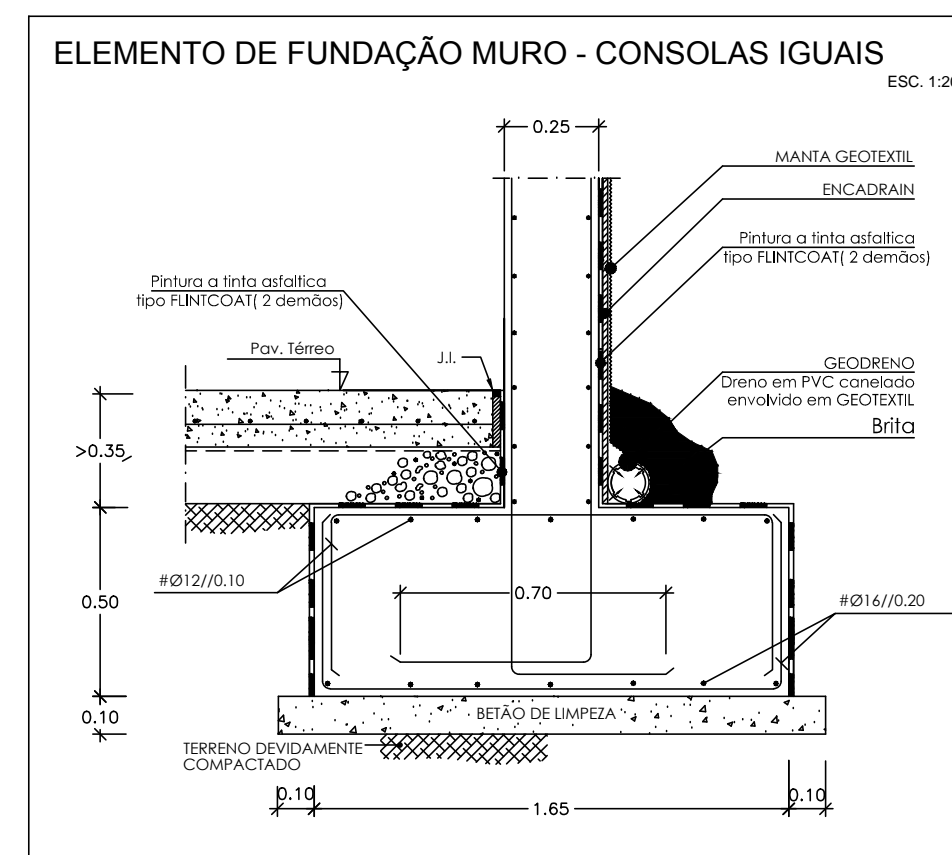
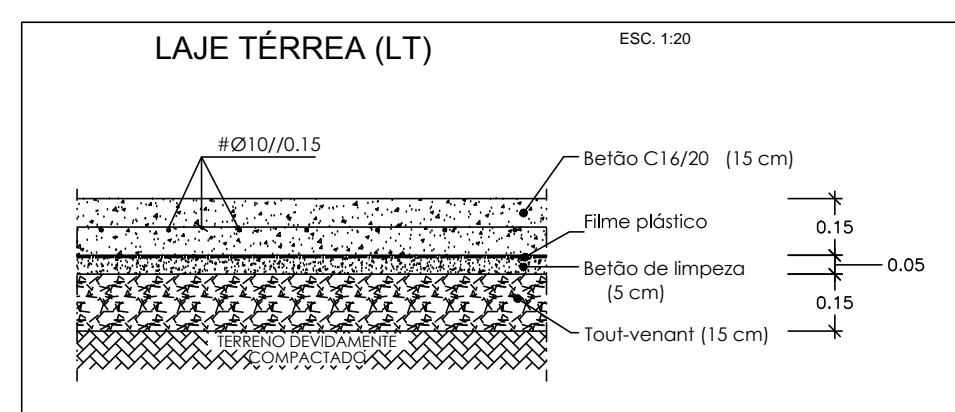
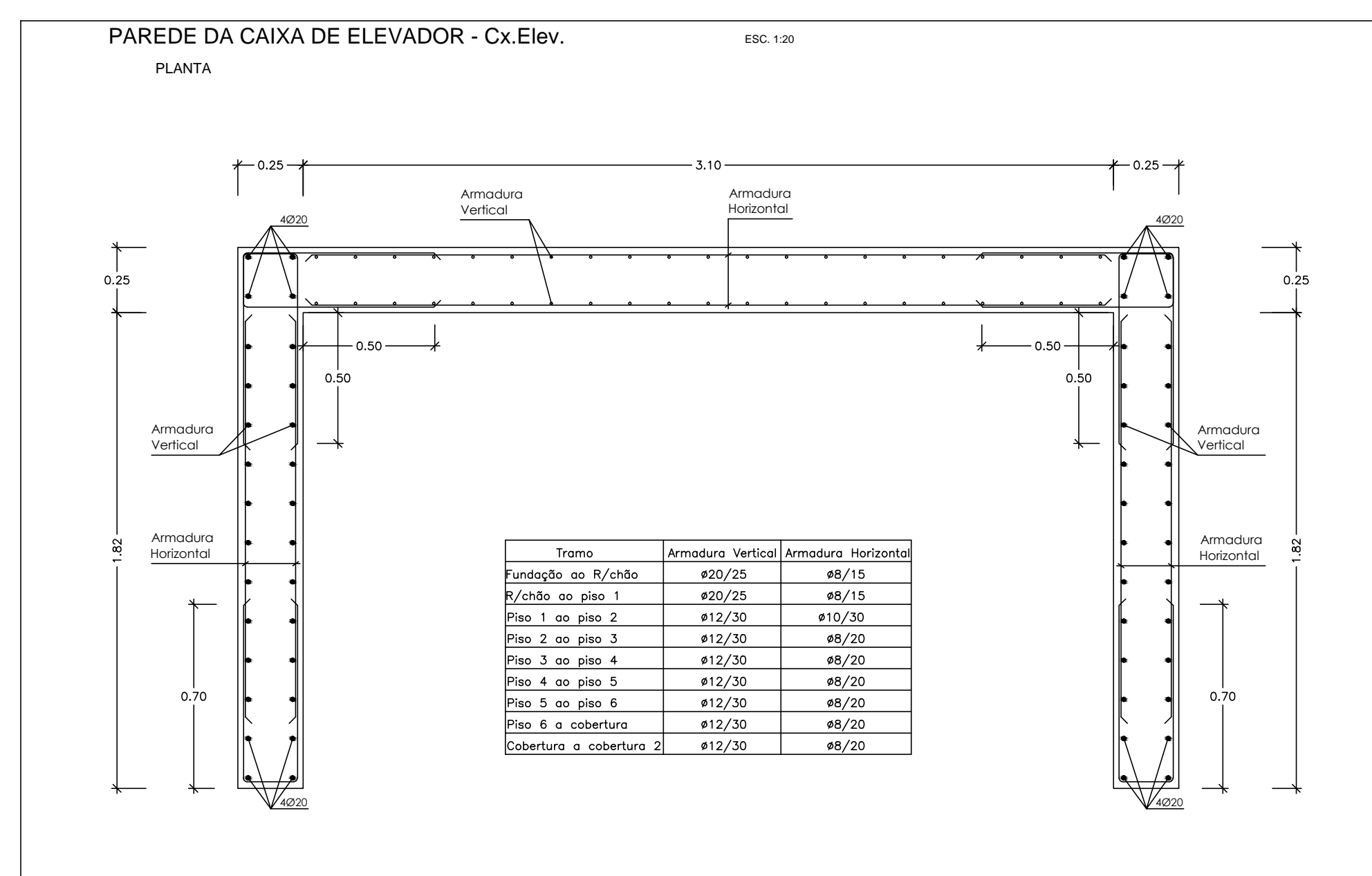
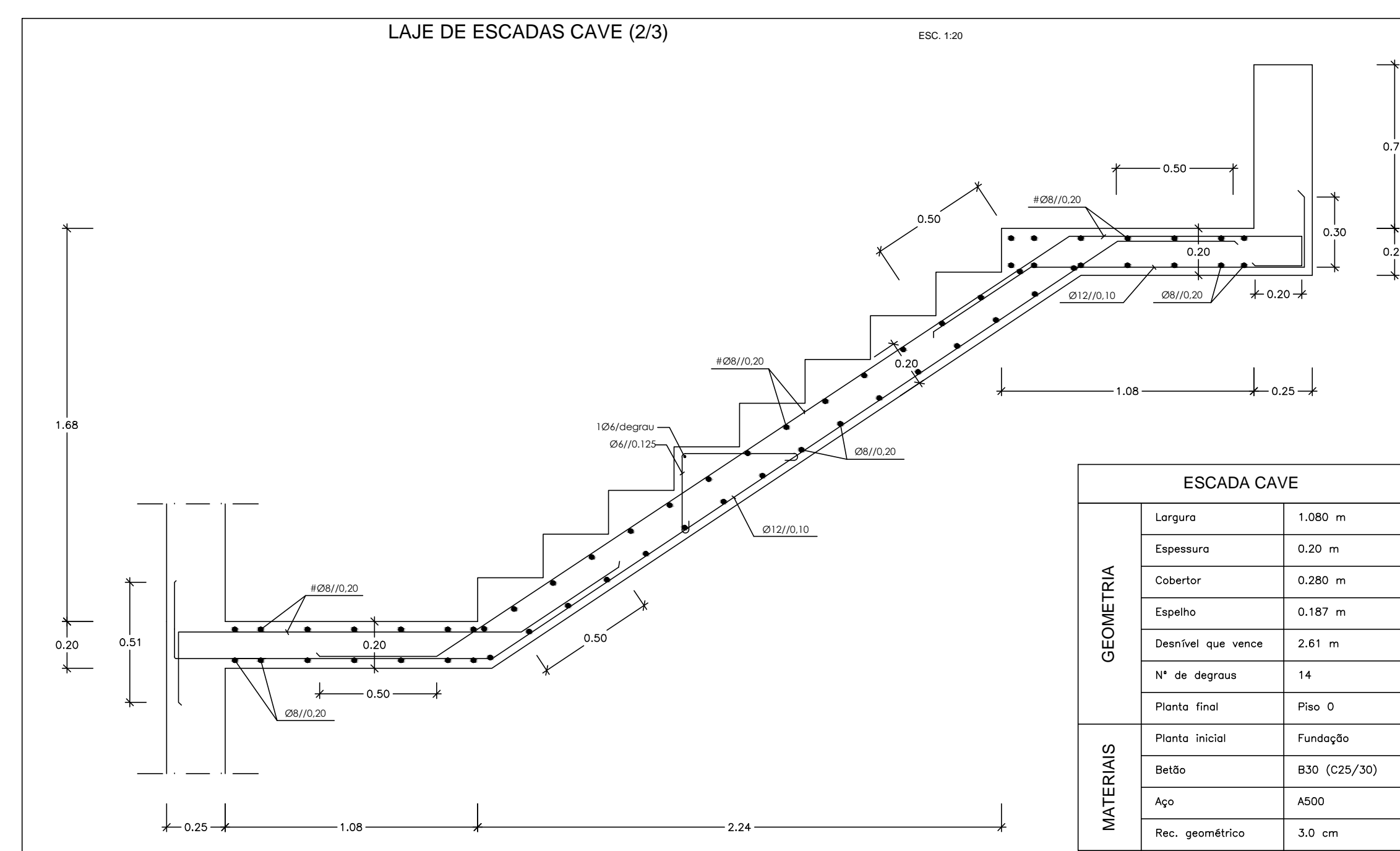
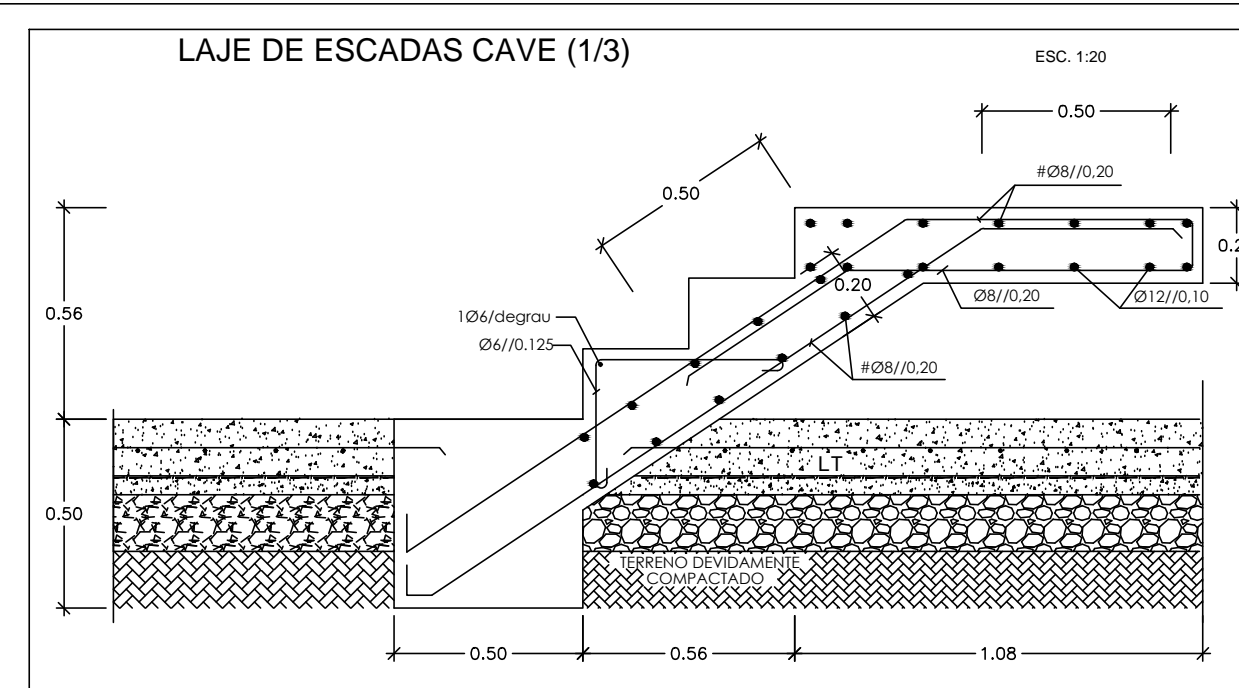
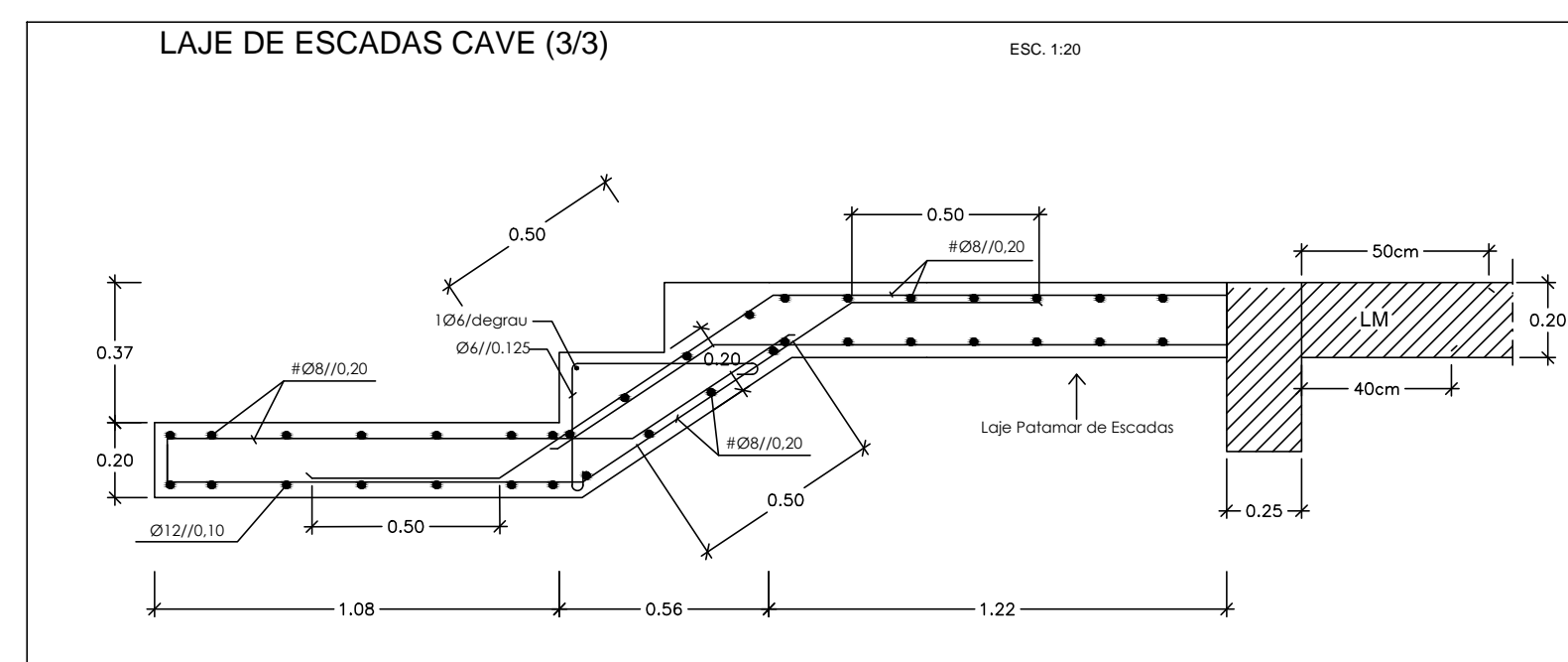
FOLHA: Nº 1

PLANTA ESTRUTURAL DE IMPLANTAÇÃO

VERSÃO: FINAL



PLANTA ESTRUTURAL DAS FUNDAÇÕES



QUADRO DE ELEMENTOS DE FUNDAÇÃO DOS MUROS								
Referência	Compr. (cm)	Altura (cm)	C. Dito. (cm)	C. Esq. (cm)	Armadura inf. X	Armadura inf. Y	Armadura sup. X	Armadura sup. Y
Consolos iguais	165	50	70	70	ø16a/20	ø16/20	ø12a/10	ø12a/10
Eccêntricos	175	75	150	0	ø16a/10	ø16/10	ø12a/10	ø12a/10

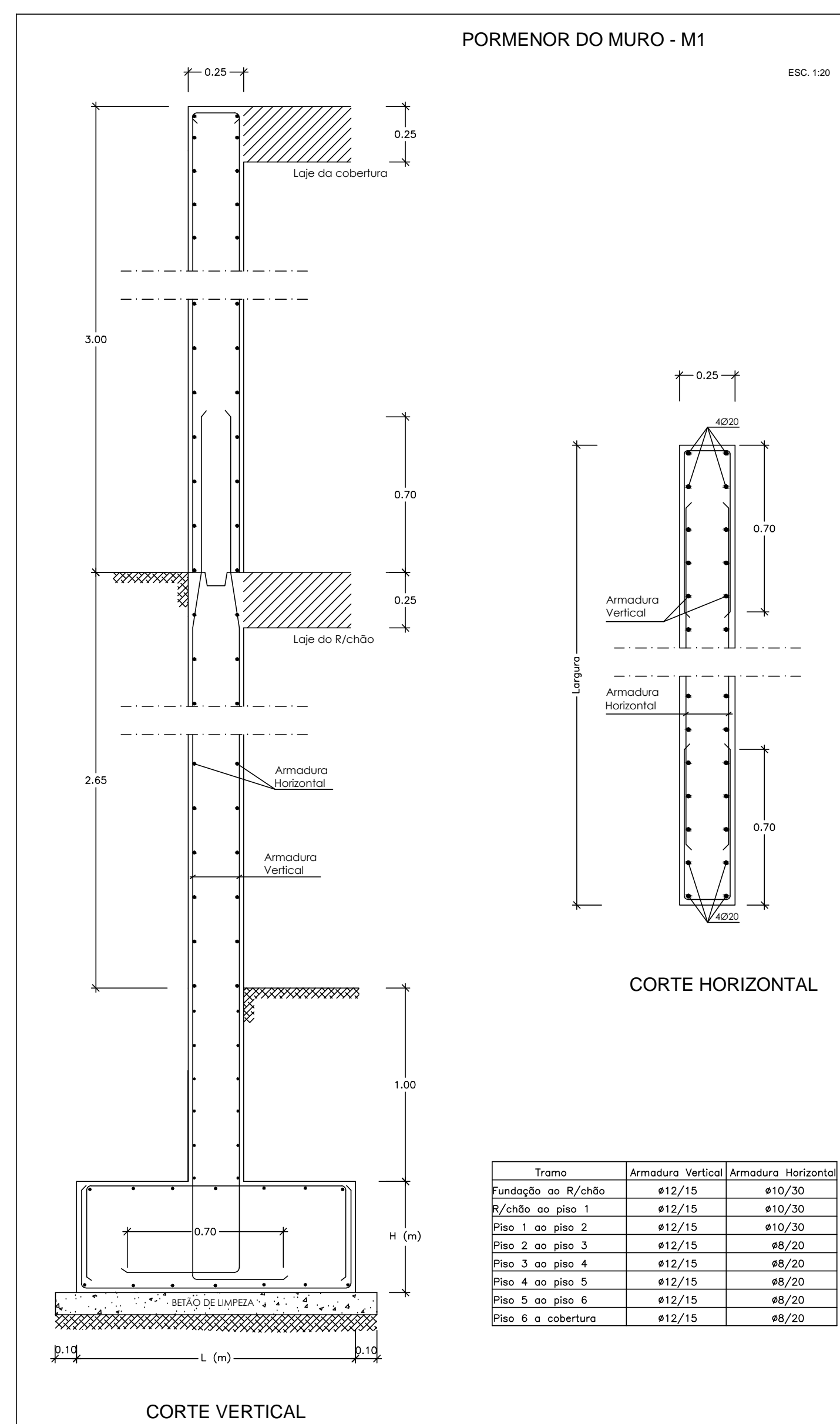
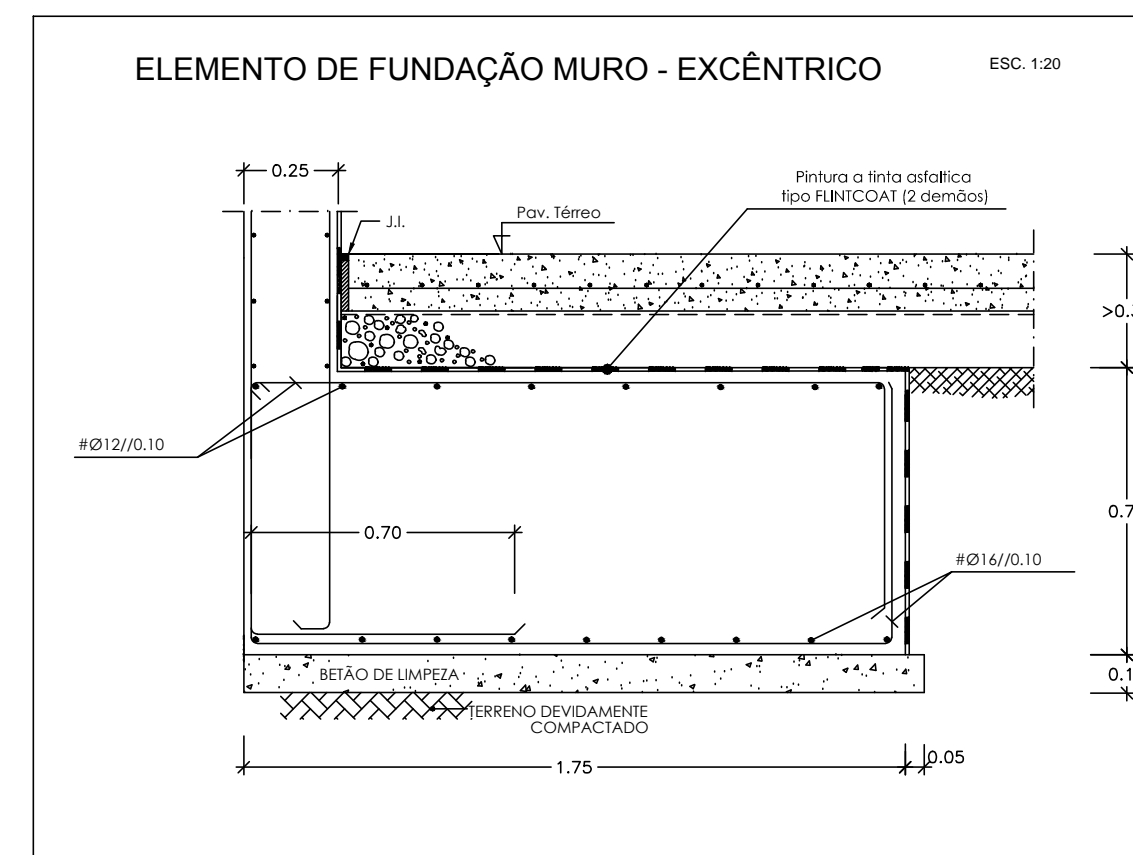
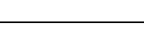
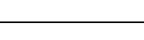
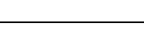
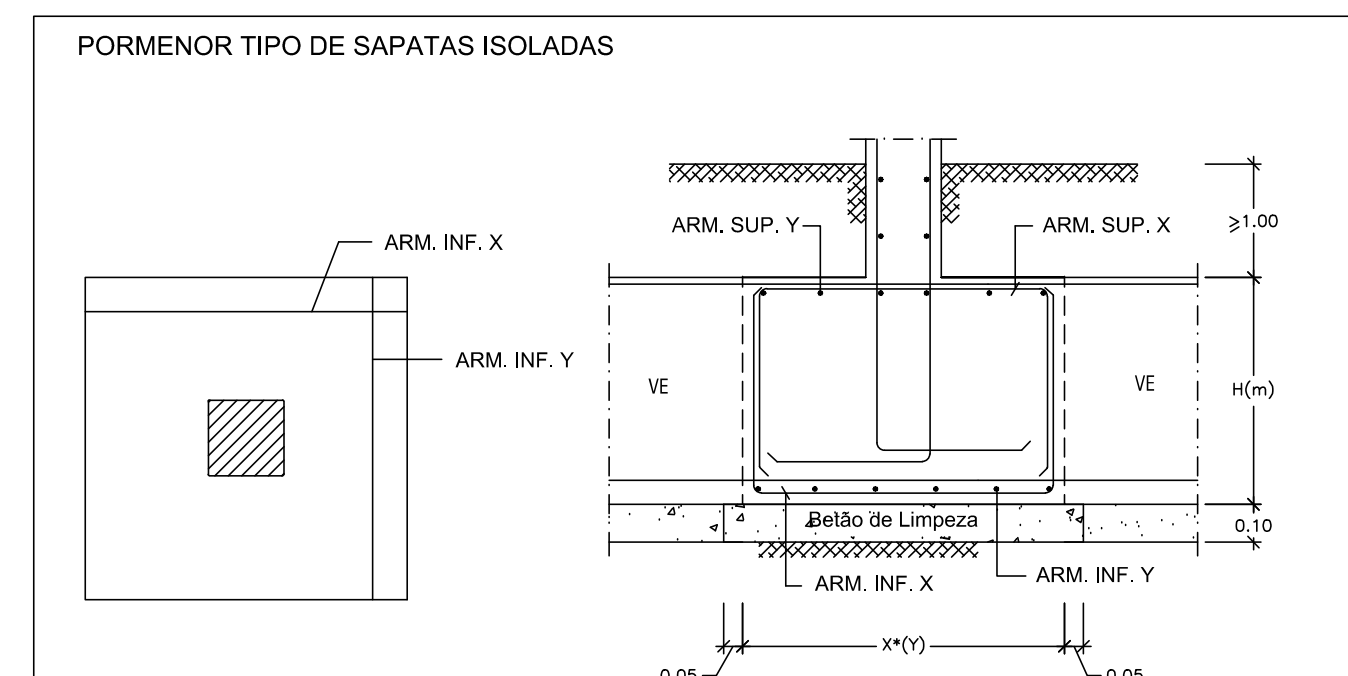
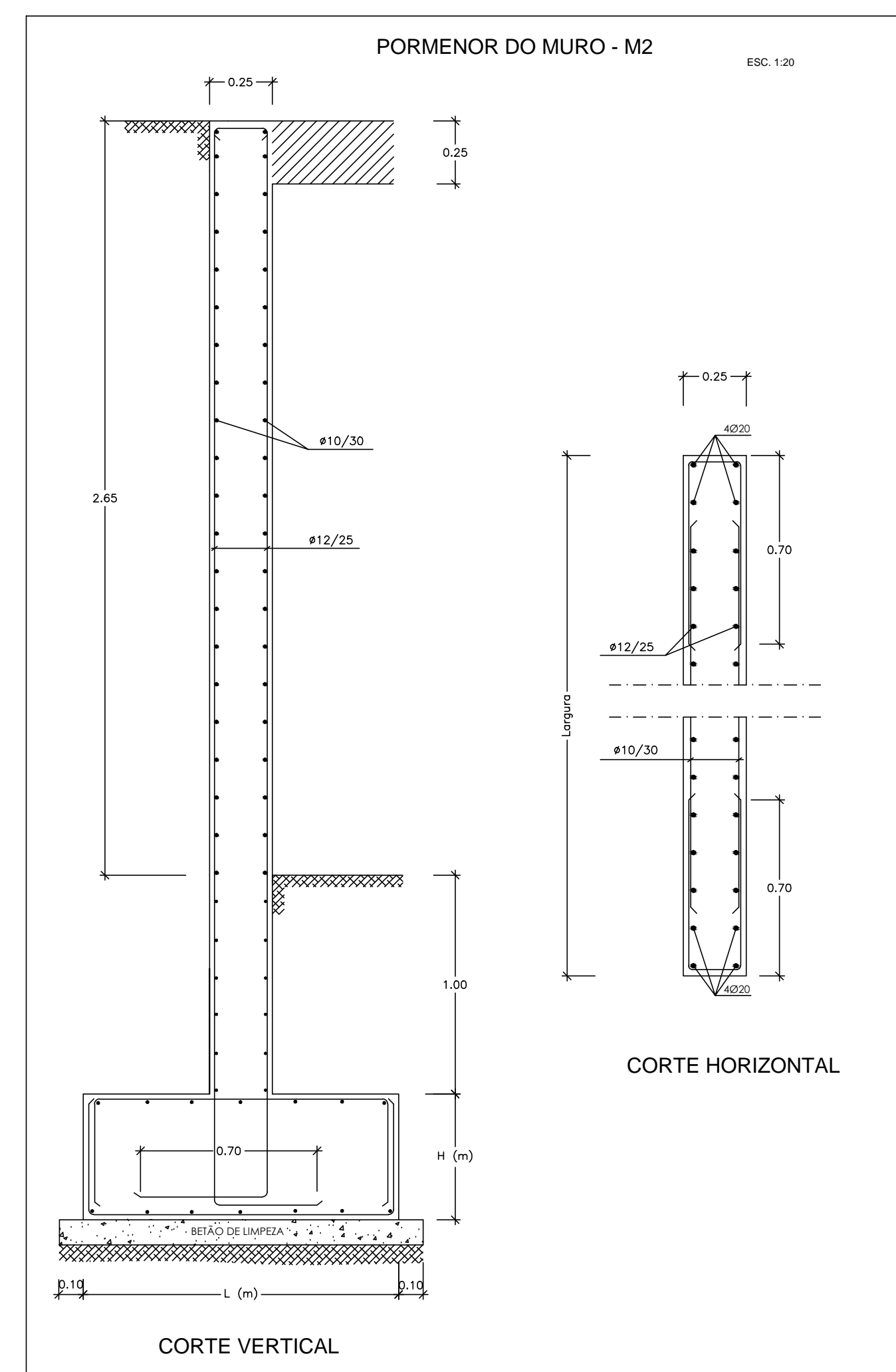






Tabela de vigas de equilíbrio	
 <p>VC.S-1</p> <p>Arm. sup.: 4 Ø16</p> <p>Arm. inf.: 4 Ø16</p> <p>Arm. alma: 1x2 Ø12</p> <p>Estribos: 1xØ8a/30</p>	 <p>VC.T-1</p> <p>Arm. sup.: 4 Ø16</p> <p>Arm. inf.: 3 Ø12</p> <p>Arm. alma: 1x2 Ø12</p> <p>Estribos: 1xØ8a/30</p>
	 <p>VC.S-4</p> <p>Arm. sup.: 6 Ø25</p> <p>Arm. inf.: 6 Ø25</p> <p>Arm. alma: 1x2 Ø12</p> <p>Estribos: 1xØ8a/30</p>



Referências	Dimensões (cm)	Ritmo	Armadura (m)	Armadura (m)	Armadura sup.	Armadura sup.
P3	279x435	85	825x125	810x110	810x110	810x110
P7, P14, P20 e P26	279x470	75	816x110	816x110	816x125	816x125
P12	249x430	65	820x120	820x120	812x110	812x110
P17	220x420	70	820x120	820x120	16x120	816x120
P21 e P27	262x620	75	825x130	820x130	816x115	816x115
OP16-OT10	276x495	75	825x125	825x130	812x125	812x125
Calça elevatória	276x525	90	825x110	820x125	825x110	820x125



LEGENDA

M -	MURO
P -	PILAR
LT -	LAJE TERREIA
LA -	LAJE DE ESCADA
LM -	LAJE MACIÇA
VC -	VIGA CINTA
JD -	JUNTA DE DILATAÇÃO
	Viga ALTA   
	Viga RASA   
	Viga ALTA INVERTIDA

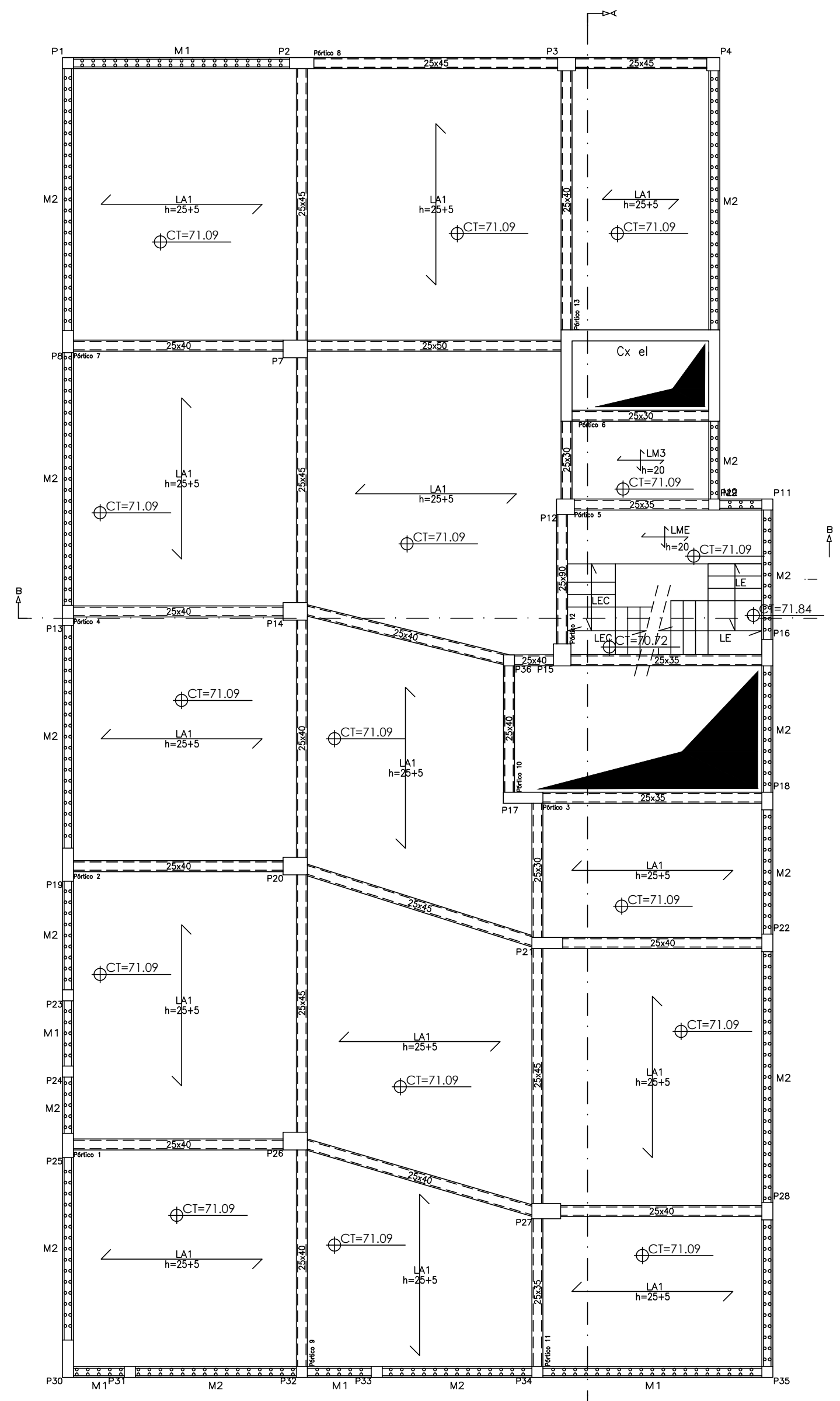
C.T.	COTA TOSCO
C.P.	COTA PRONTO

### MATERIALS:

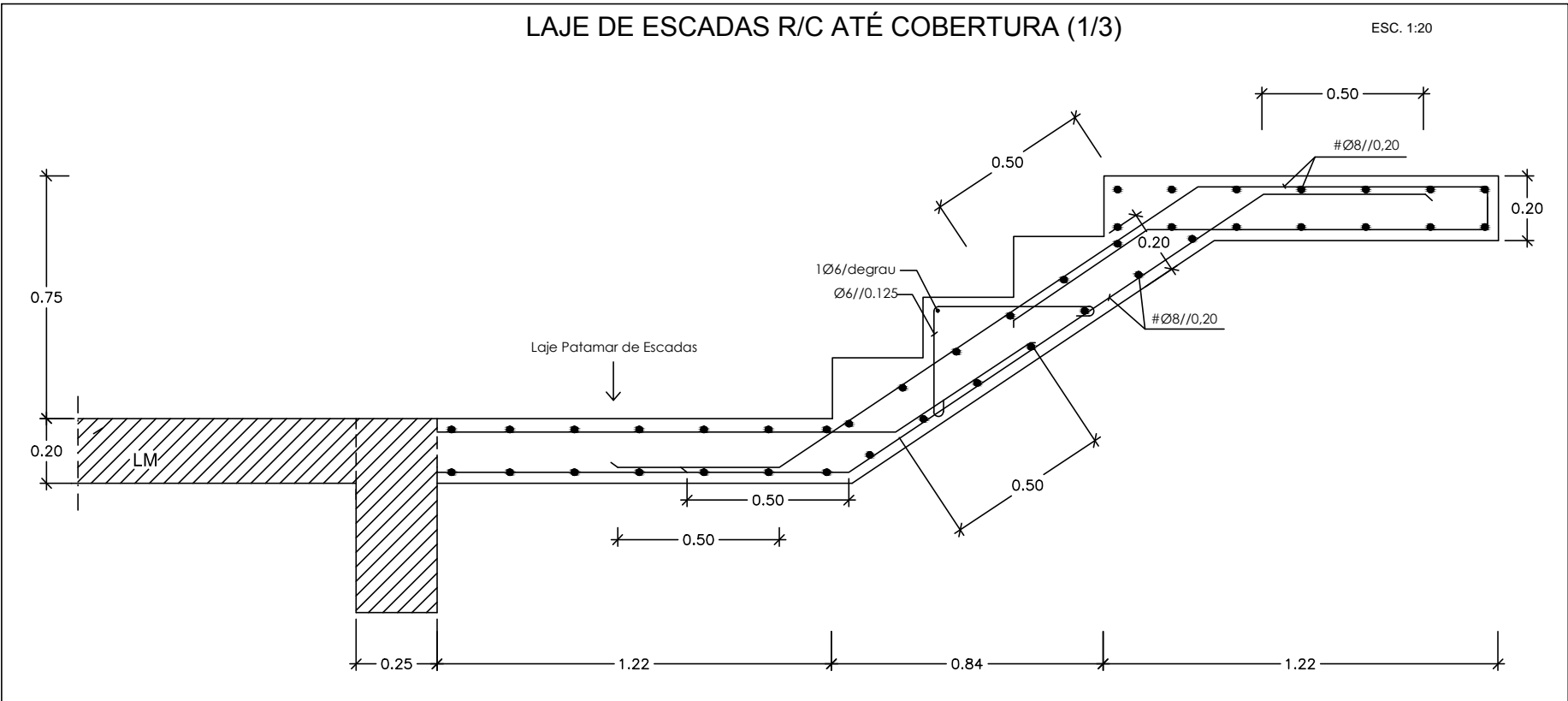
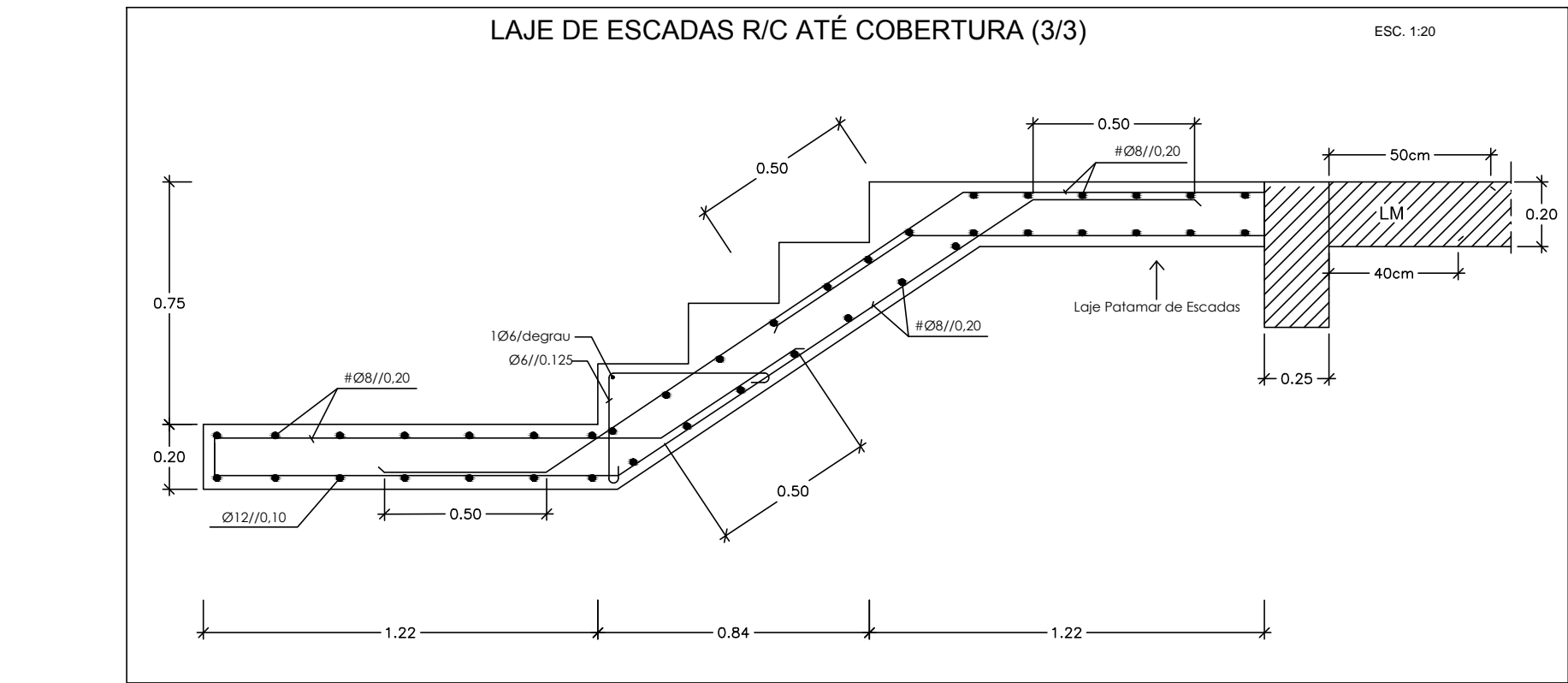
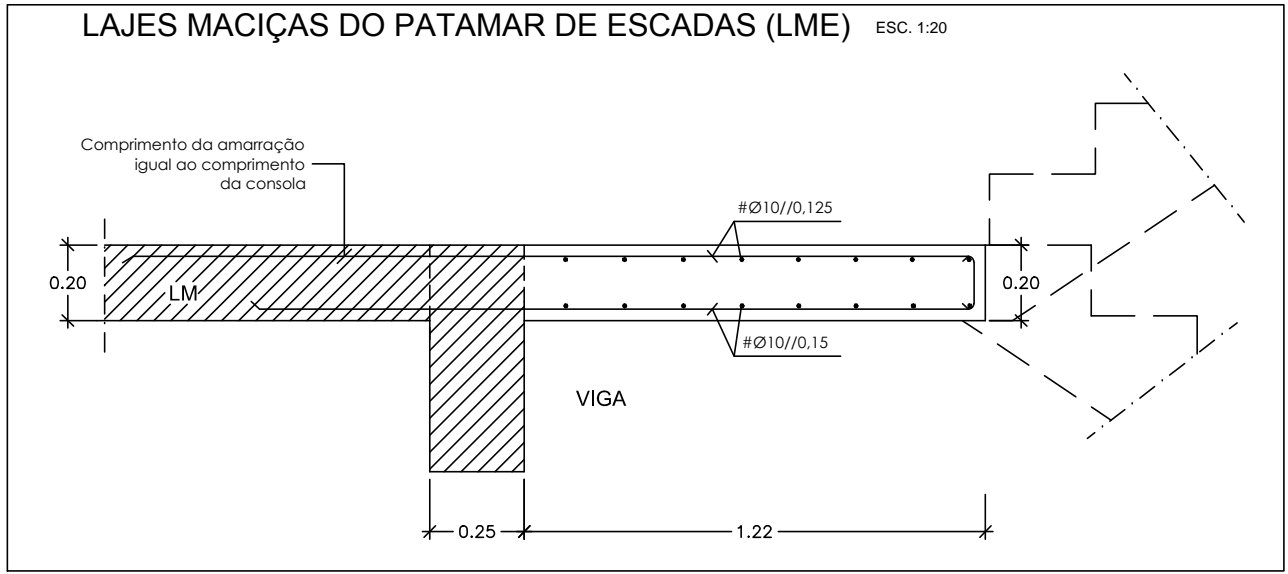
Beto:	Betão de Limpeza	C12/15
	Fundações	C25/30
	Laje Térrea	C16/20
	Restantes Elementos	C25/30
	Aço:	
	Aço em Várões	A500 NR
	Perfis Laminados	S275
	Redes Electrosoldadas	A500 EL



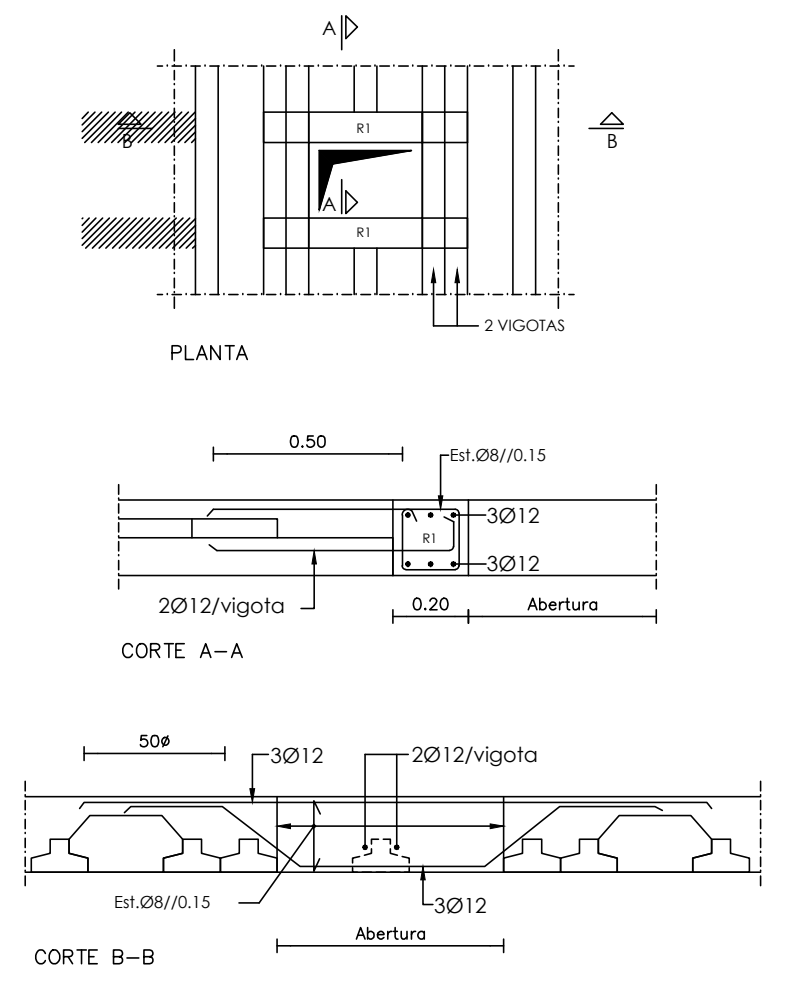




PLANTA ESTRUTURAL DO RICHÃO

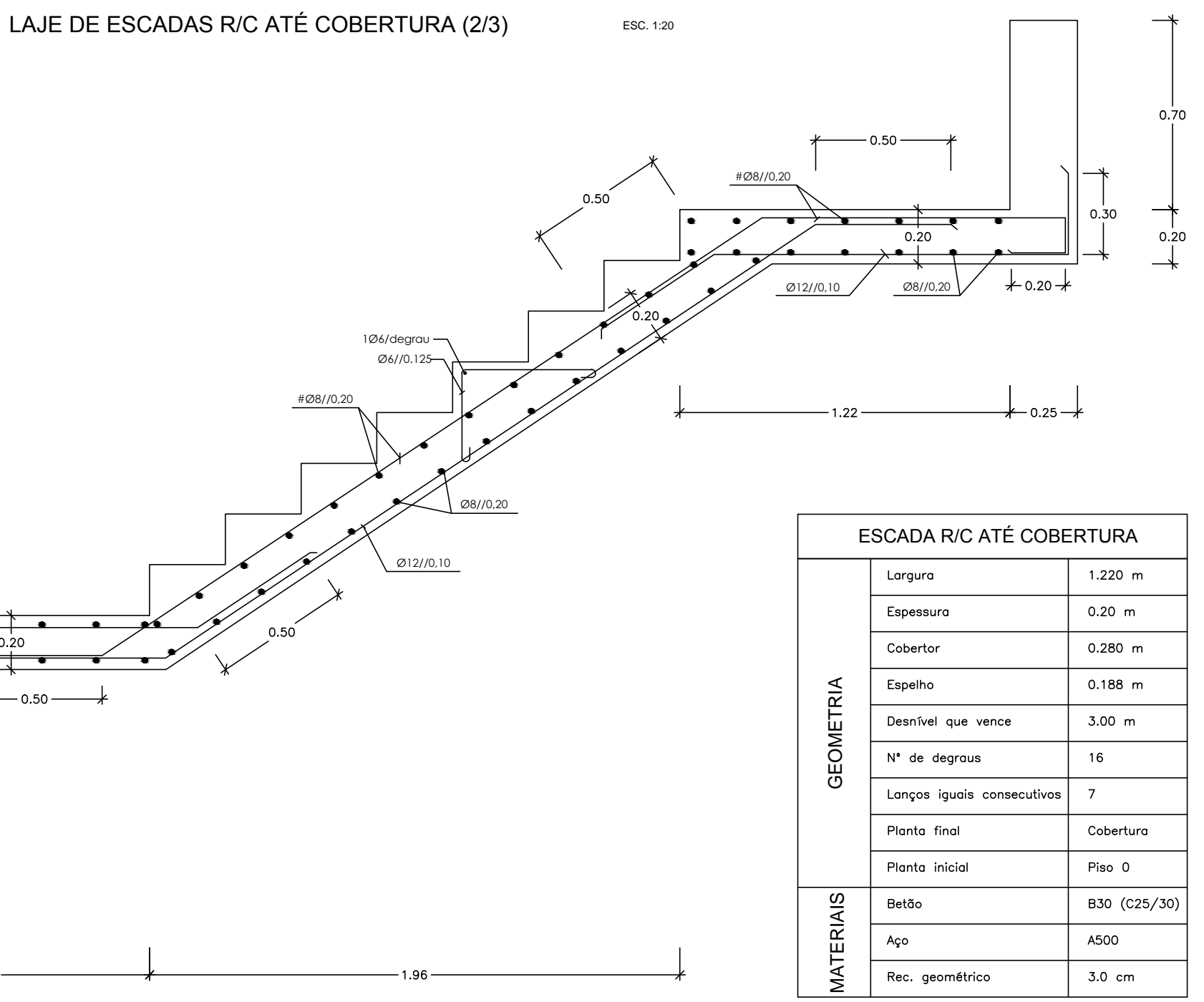


PORMENOR GERAL DE REFORÇO NAS ABERTURAS EM LAJES DE VIGOTAS PRÉ-ESFORÇADAS



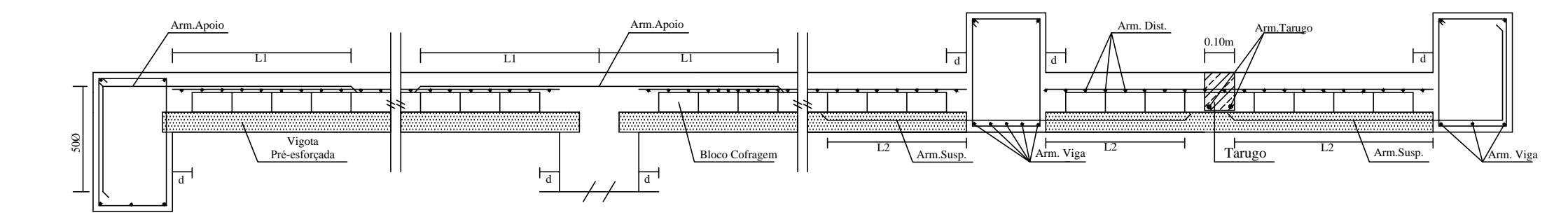
LEGENDA:

M -	MURO
P -	PILA
LT -	LAJE TÊRREA
LE -	LAJE DE ESCADA
LA -	LAJE ALIGEIRADA
LM -	LAJE MACIÇA
VC -	VIGA CRUA
JO -	JUNTA DE DILATAÇÃO
	Viga ALTA ( )
	Viga RASA ( )
	Viga ALTA INVERTIDA ( )
G.T.	COTA TÓSCO
C.P.	COTA PRONTO



ESCALADA R/C ATÉ COBERTURA	
GEOMETRIA	
Comprimento	1,220 m
Espessura	0,20 m
Cobertura	0,280 m
Espeço	0,188 m
Desnível que vence	3,00 m
Nº de degraus	16
Comprimento ligitos consecutivos	7
Planta final	Cobertura
Planta inicial	Piso 0
Betão	B30 (C25/30)
Aço	A500
Rec. geométrico	3,0 cm

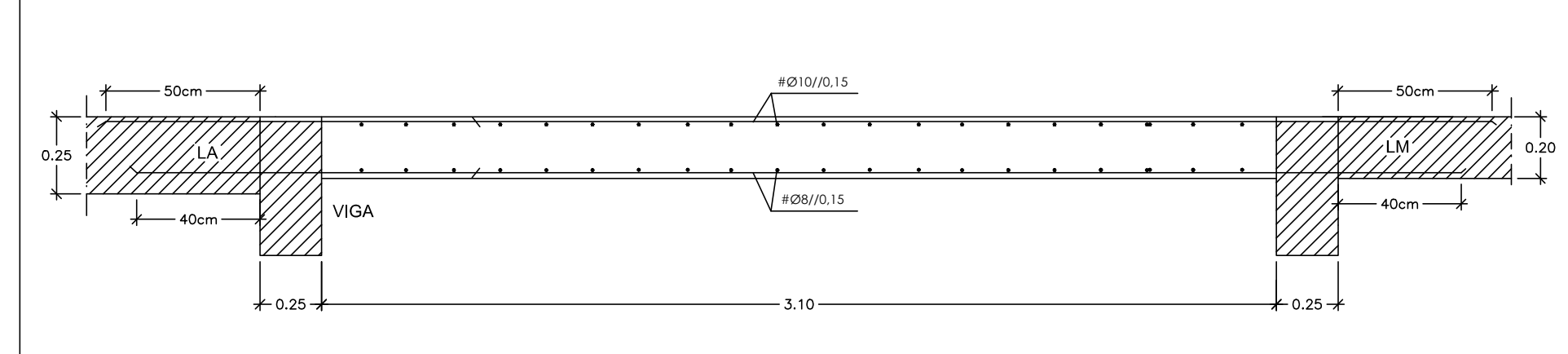
QUADRO LAJES



Quadro resumo das lajes aligeiradas

Nome	Vão máx. (m)	Altura (m)	Ações características (kN/m2)										E. L. Últimas		E. L. Utilização				Armaduras				Laje tipo ou equivalente
			Permanentes					Variáveis					Resistência (kN/m2)	Med. (kN/m2)	Vid. (kN/m2)	E. L. Deformação		Distribuição		Após (cm2/m)	Targos (N)	Emacramento (m)	
			PP	Rev	Div	Out	Sob	Fl	FE	F3	F4	F5				E. L. Fundição (kN/m2)	E. L. Tendido (kN/m2)	E. L. Tendido (kN/m2)	dp (mm)				
LA1	6,15	25,00	3,79	1,65	1,60	0,00	2,00	0,00	0,00	0,00	59,50	37,20	32,11	20390	0,570	1,620	AR42	1,000	(08/0,25m)	2	2 e 10	0,45	V5-BN24x20-25
LA2	6,35	25,00	3,75	1,65	1,60	0,00	3,00	0,00	0,00	0,00	67,10	48,90	35,30	22336	0,610	1,690	AR46	1,000	(08/0,25m)	3	2 e 10	-	V5-BN24x20-25

LAJES MACIÇAS DO PATAMAR DE ELEVADOR (LM3)



MATERIAIS:

Betão:	Betão de Limpeza	C12/15
	Fundações	C25/30
	Laje Têrrea	C16/20
	Restantes Elementos	C25/30
Aço:	Aço em Varões	A500 NR
	Perfis Laminados	S275
	Redes Electrosoldadas	A500 EL

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

AUTOR: FÁBIO FILIPE

REV: JMC

ESCALAS: 1:20; 1:100

PROJECTO DE ESTABILIDADE DE UM EDIFÍCIO

DE HABITAÇÃO MULTIFAMILIAR

DATA: 02/11/2011

DESENHO

FOLHA:

Nº 1

PLANTA ESTRUTURAL DO RICHÃO

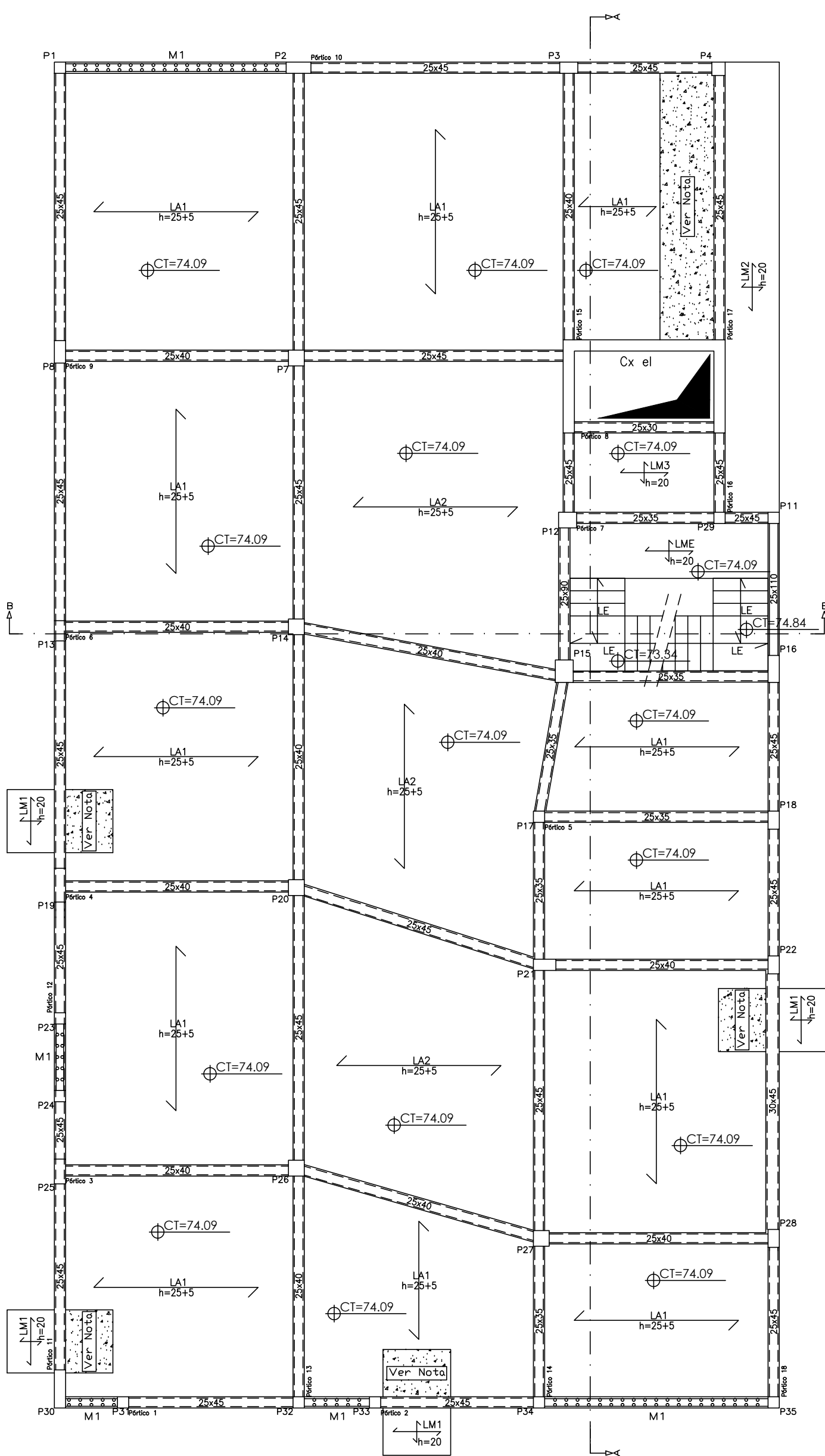
ESCALAS DO RICHÃO ATÉ A COBERTURA

PORMENOR LAJE PATAMAR DE ESCADAS

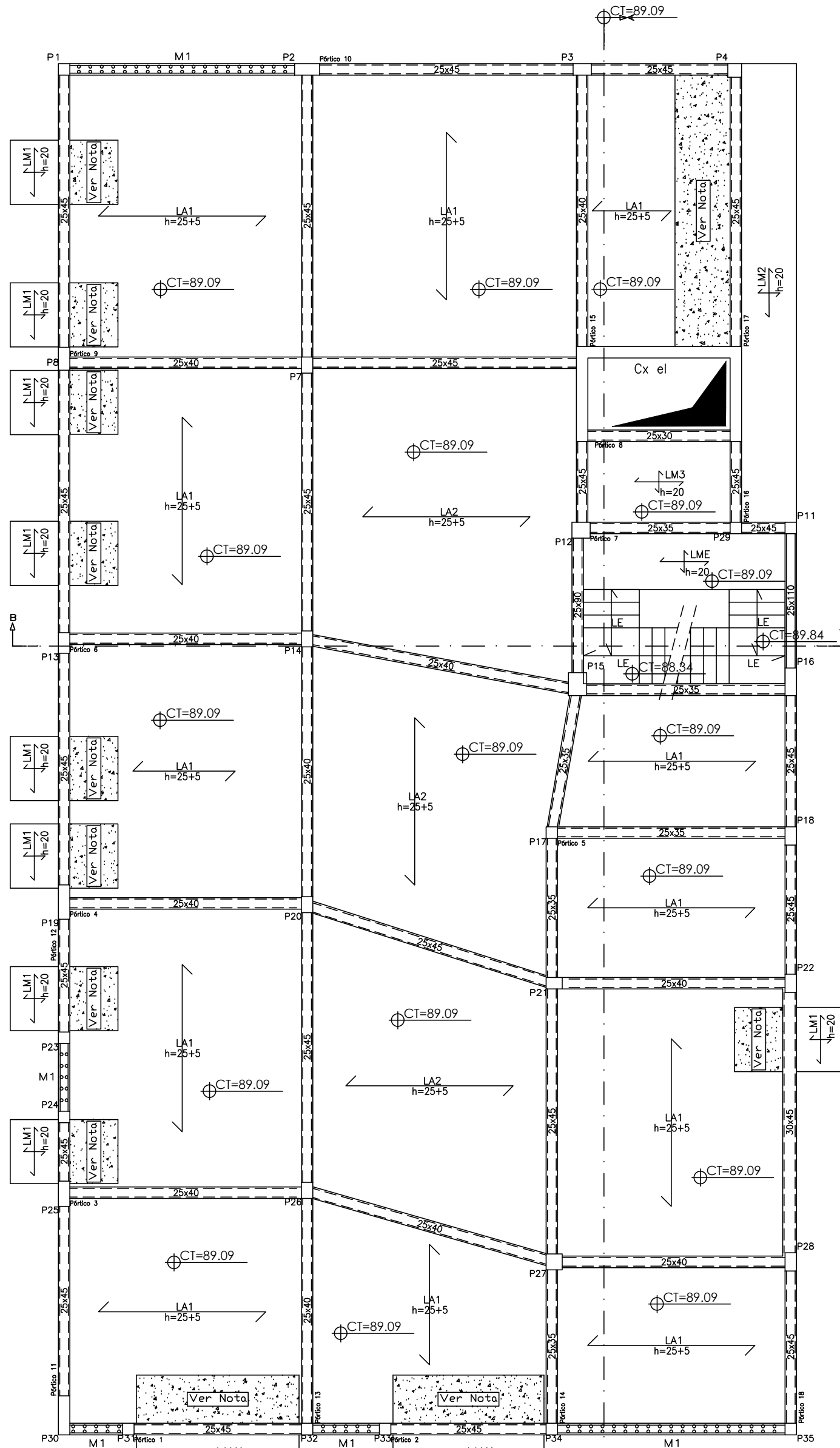
PORMENOR LAJE PATAMAR DE ELEVADOR

VERSÃO: FINAL

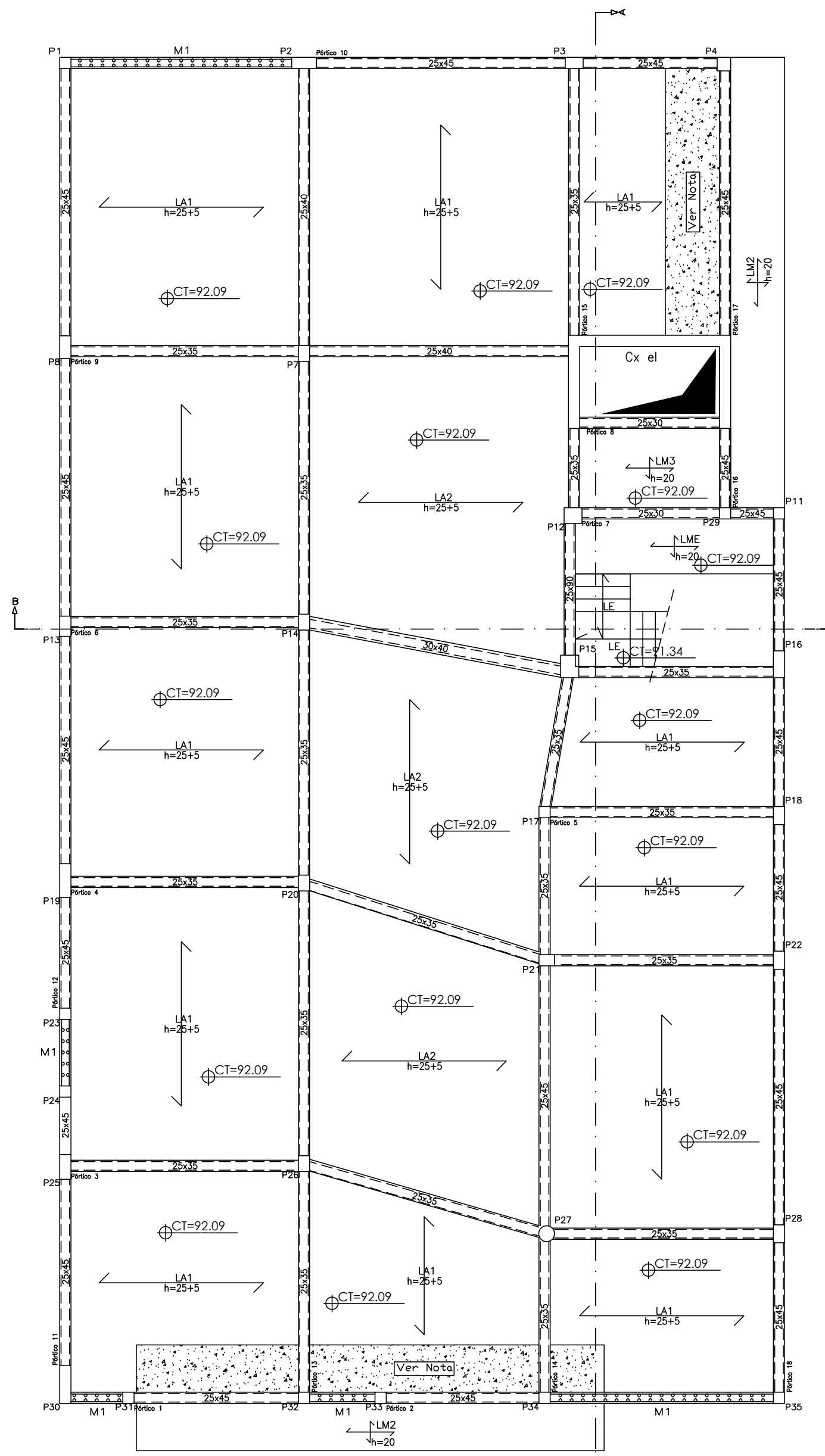




PLANTA ESTRUTURAL DO PISO 1 AO PISO 5



PLANTA ESTRUTURAL DO PISO 6



PLANTA ESTRUTURAL DO PISO DE COBERTURA

NOTA:  
- Utilizar blocos de aligamento de altura inferior ou igual a 0,12m.  
- O maciçamento terá uma largura igual ao vão da consola.

LEGENDA:

- M - MURO  
P - PILAR  
L - LAJE DE TERRA  
LE - LAJE DE ESCADA  
LA - LAJE ALIGERADA  
LM - LAJE MACIÇA  
VC - VIGA CENTRAL  
JD - JUNTA DE DILATAÇÃO  
Viga ALTA ( )  
Viga RASA ( )  
Viga ALTA INVERTIDA ( )  
C.T. COTA TOCCO  
C.P. COTA PRONTO

MATERIAIS:

Betão:	Betão de Limpeza	C12/15
Fundações:	Fundações	C25/30
Laje Terra:	Laje Terra	C16/20
Restantes Elementos:	Restantes Elementos	C25/30
Aço em Varões:	Aço em Varões	A500 NR
Perfis Laminados:	Perfis Laminados	S275
Releves Electrosoldadas:	Releves Electrosoldadas	A500 EL



Instituto Superior de Engenharia de Lisboa

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

AUTOR: FÁBIO FILIPE

REV: JMC

ESCALAS: 1:100

DATA: 02/11/2011

DESENHO Nº 4

FOLHA: Nº 1

VERSÃO: FINAL

PROJECTO DE ESTABILIDADE DE UM EDIFÍCIO DE HABITAÇÃO MULTIFAMILIAR

PLANTA ESTRUTURAL DO PISO 1 AO PISO 5

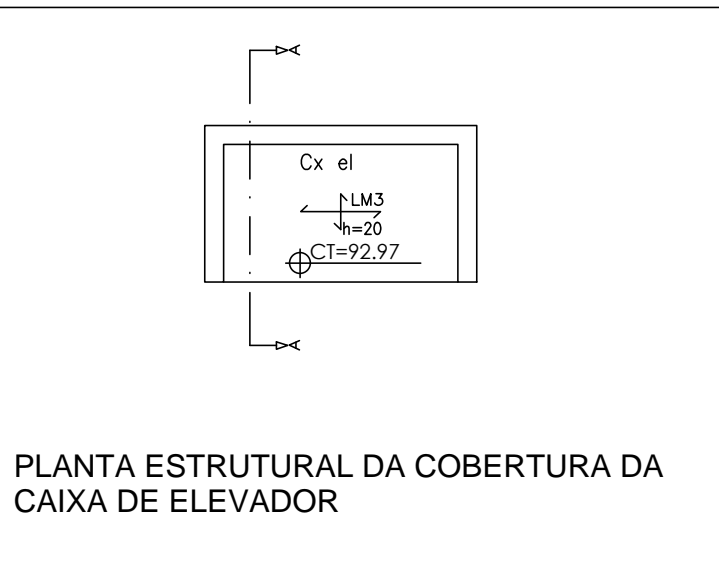
PLANTA ESTRUTURAL DO PISO 6

PLANTA ESTRUTURAL DA COBERTURA

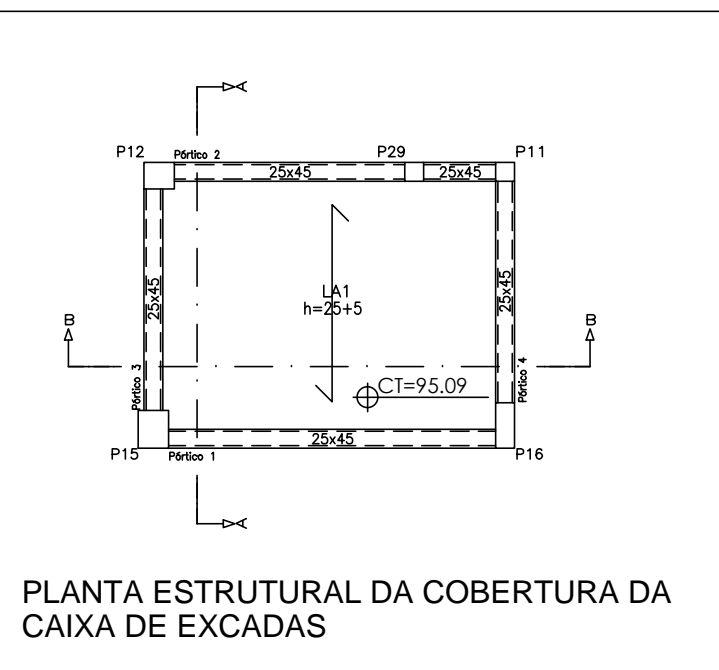
FORMEIGOS DAS ESCADAS

PLANTA ESTRUTURAL DA COBERTURA DA CAIXA DE ESCADAS

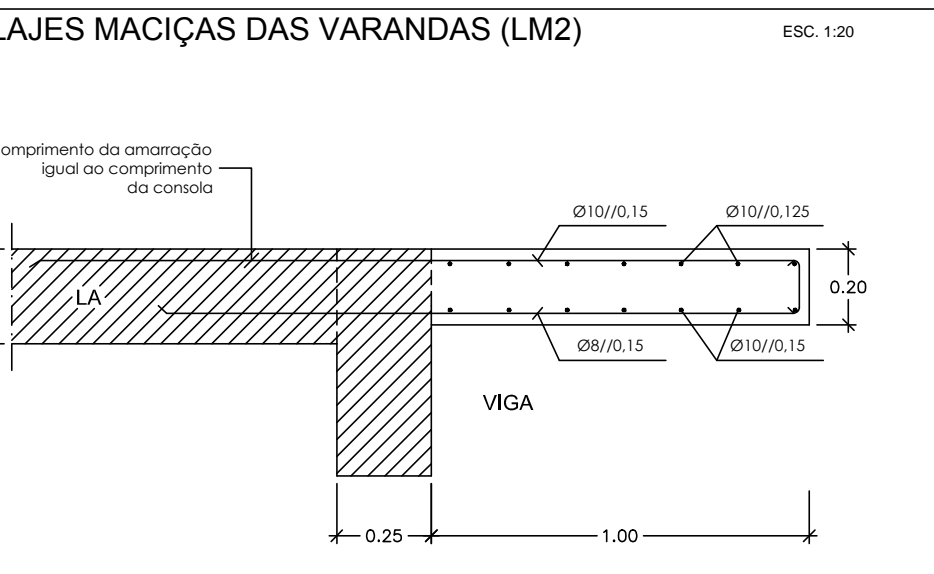
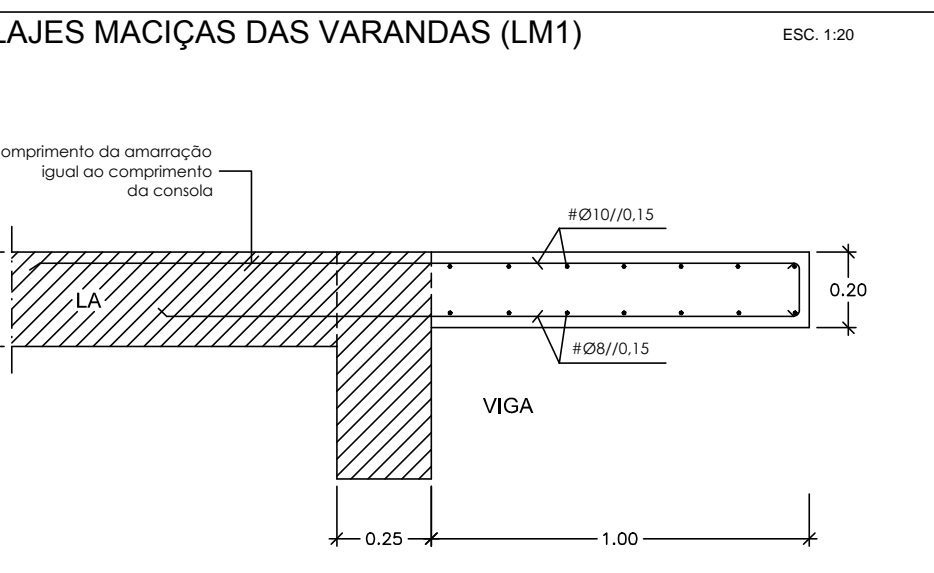
PLANTA ESTRUTURAL DA COBERTURA DA CAIXA DE ELEVADOR



PLANTA ESTRUTURAL DA COBERTURA DA CAIXA DE ELEVADOR

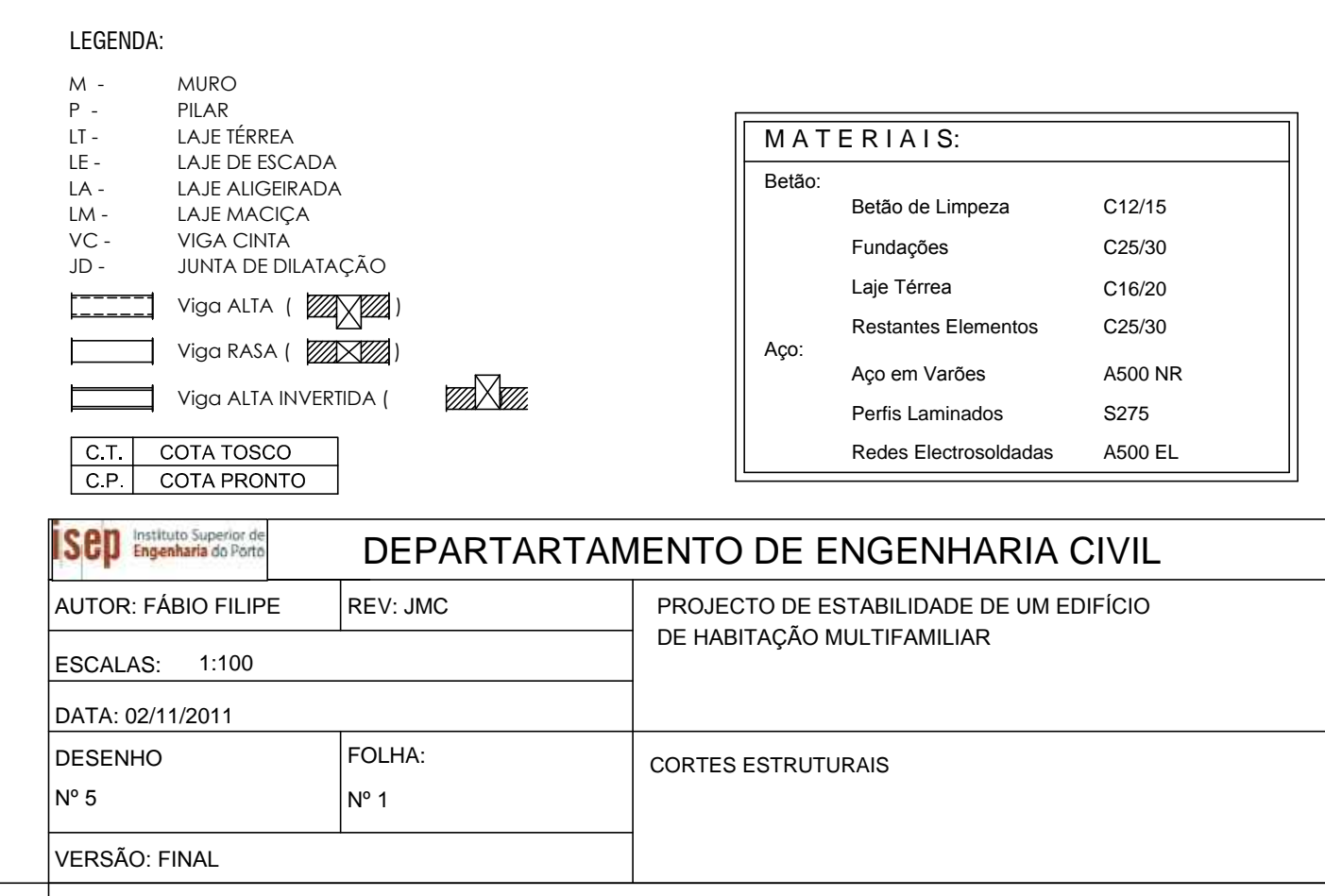


PLANTA ESTRUTURAL DA COBERTURA DA CAIXA DE ESCADAS













TOPO

500

0,05

Estribos Pilares de Bordo ou Canto

Estribo

PILAR - FUNDAÇÕES

PILAR

Ø

FUNDAÇÃO

35Ø

0,10

SEM VARIAÇÃO DE SEÇÃO DO PILAR

Armadura Inferior sem continuidade

Estribo com espaçamento reduzido a metade

(a)

Estribo nos Pilares de Bordo ou Canto c/ espaçamento reduzido a metade

Armadura Superior sem continuidade

Estribo

COM VARIAÇÃO DE SEÇÃO DO PILAR

Armadura Superior sem continuidade

Estribo nos Pilares de Bordo ou Canto c/ Espaçamento reduzido a metade

Estribo c/ Espaçamento reduzido a metade

Armadura Inferior sem continuidade

Estribo Corrente

500

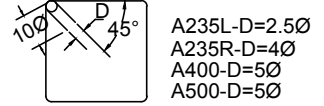
0,10

(a) = 75xØmax - Mais de 1/2 área de armadura emendada  
(a) = 50xØmax - Menos de 1/2 área de armadura emendada

- Os varões verticais devem ser emendados o menos possível e as amarrações devem ser rectas - 1 amar.
- A secção dos varões nervurados emendados numa mesma secção não pode exceder 1/2 totalidade da armadura. Para que não estejam na mesma secção as emendas devem distar no mínimo de 1.5x1amar.
- Nas zonas de emendas por sobreposição e abrangendo 40 para cada lado deverá haver duplicação das cintas

Aço \ Betão	I amar.		
	B20	B25	B30
A 500 NR	75Ø	65Ø	60Ø

Os estribos e cintas devem envolver as armaduras, serem fechados e terminarem em ganchos a 135° (desfazados em altura de estribo para estribo) segundo esquema:



Cobertura 3

Cobertura 2

Cobertura

Piso 6

Piso 5

Piso 4

Piso 3



Page 2


2.


R/chao

Fundação

M -	MURO
P -	PILAR
LT -	LAJE TÉRREA
LE -	LAJE DE ESCADA
LA -	LAJE ALIGEIRADA
LM -	LAJE MACIÇA
VC -	VIGA CINTA
JD -	JUNTA DE DILATAÇÃO

 Viga ALTA ( 

 Viga RASA ( 

 Viga ALTA INVERTIDA ( 

C.T.	COTA TOSCO
C.P.	COTA PRONTO

Betão:	Betão de Limpeza	C12/15
	Fundações	C25/30
	Laje Térrea	C16/20
	Restantes Elementos	C25/30
	Aço:	
	Aço em Varões	A500 N
	Perfis Laminados	S275
	Redes Electrosoldadas	A500 E

sep

AUTOR: FÁBIO FILIP

ESCALAS: 1:50

DATA: 02/11/2011

## DESENHO

N° 6

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

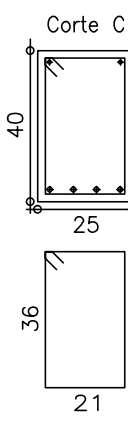
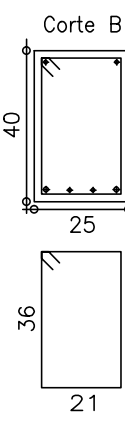
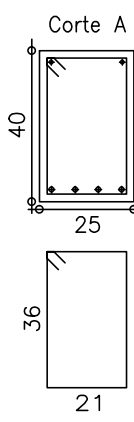
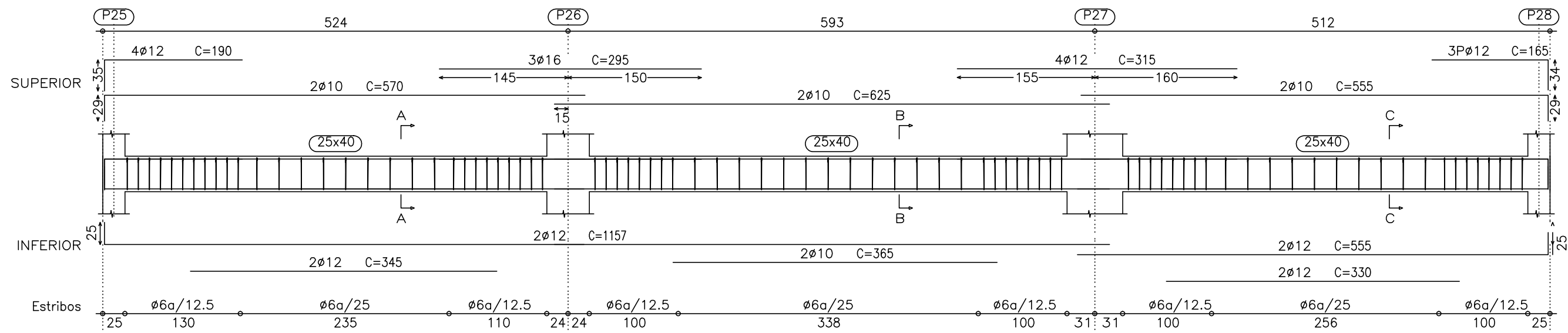
REV: JMC

PROJECTO DE ESTABILIDADE DE UM EDIFÍCIO  
DE HABITAÇÃO MULTIFAMILIAR

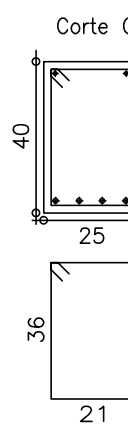
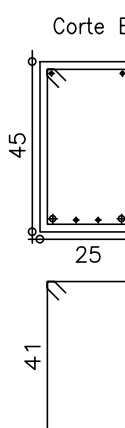
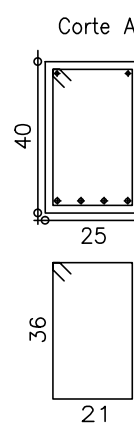
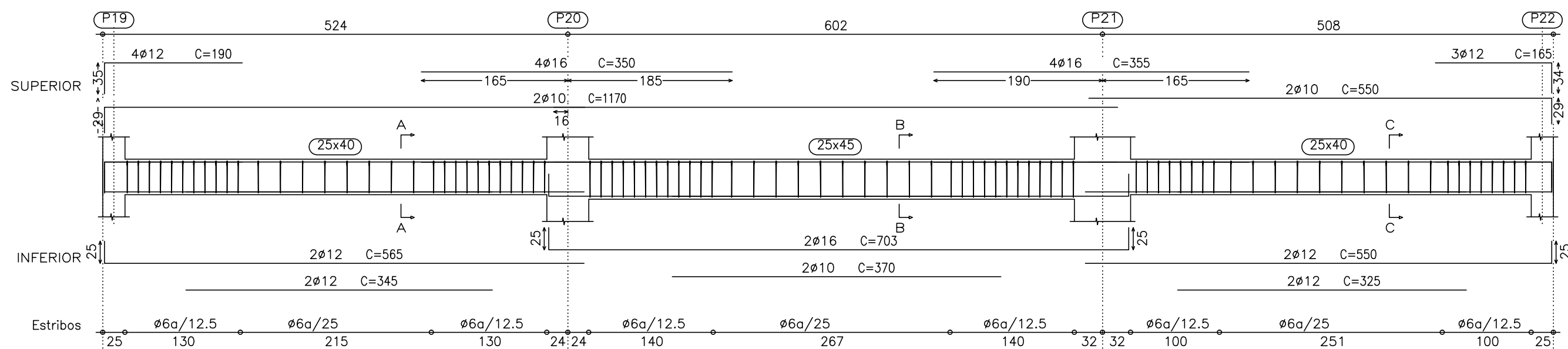
### QUADRO DE PILARES



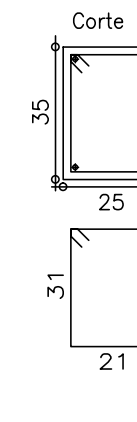
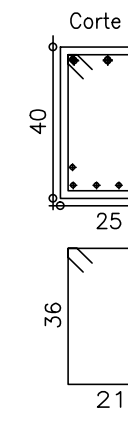
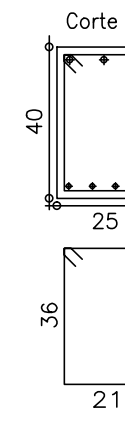
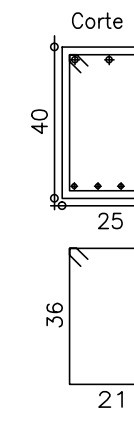
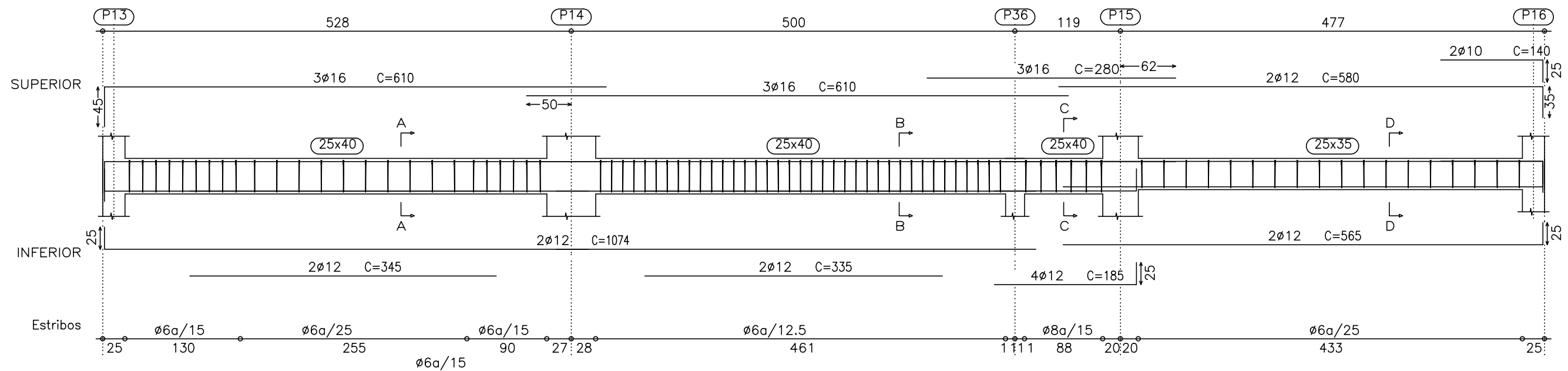
Pórtico 1



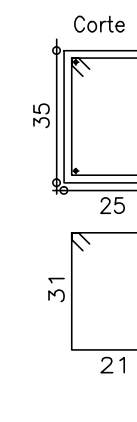
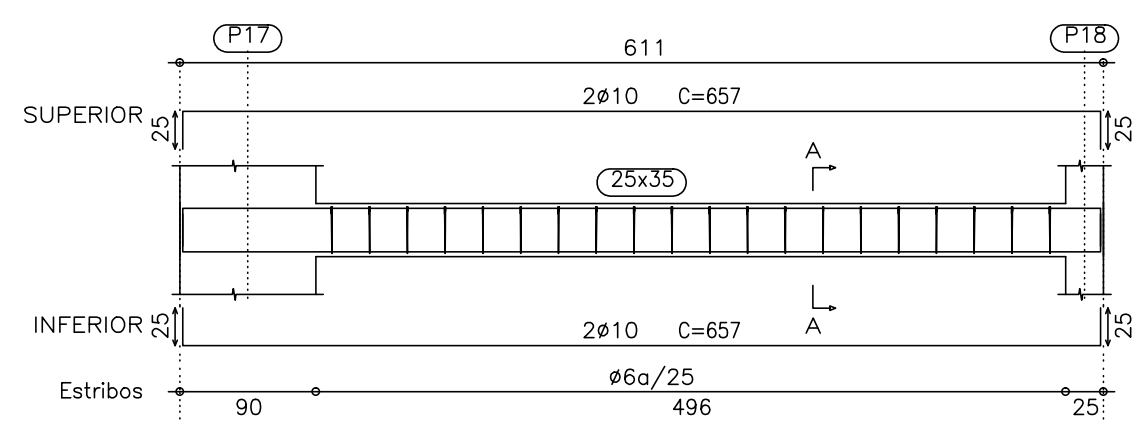
Pórtico 2



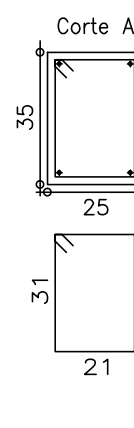
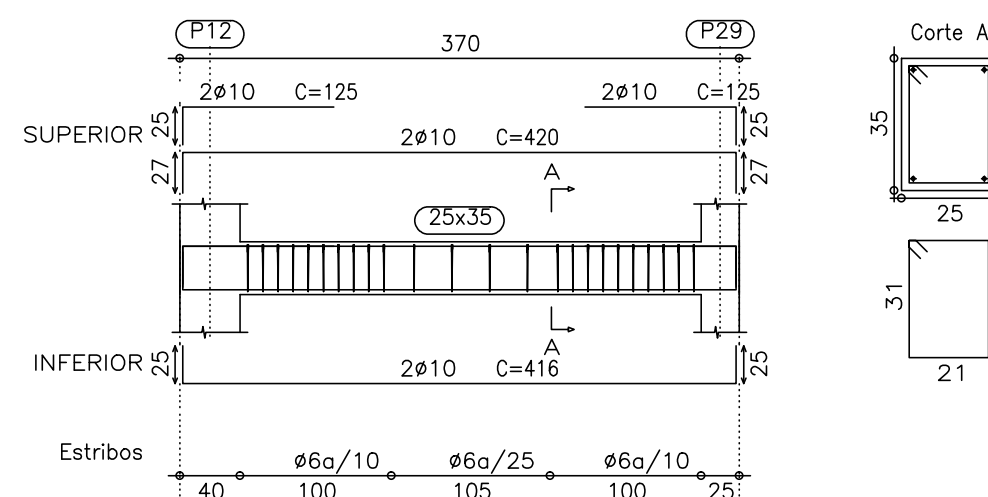
Pórtico 4



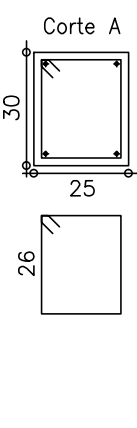
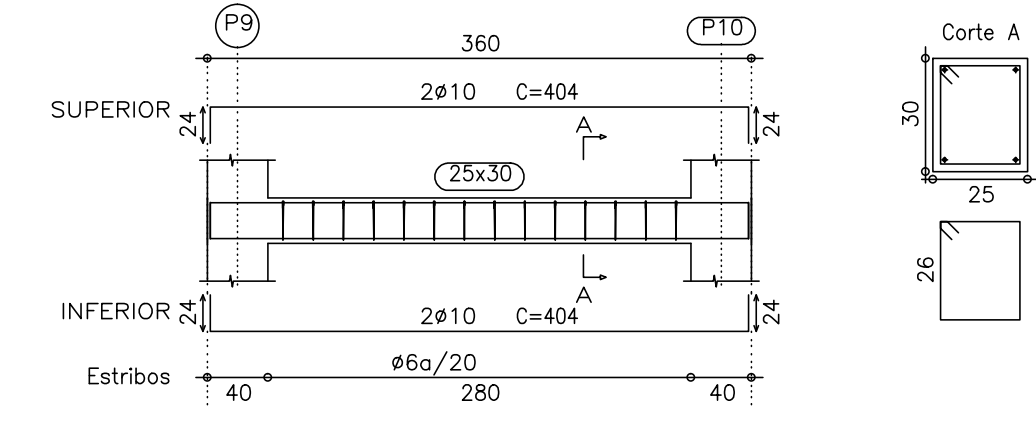
Pórtico 3



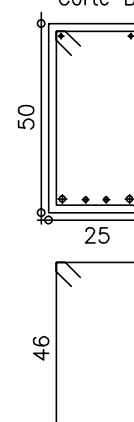
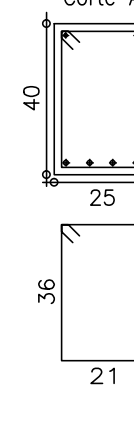
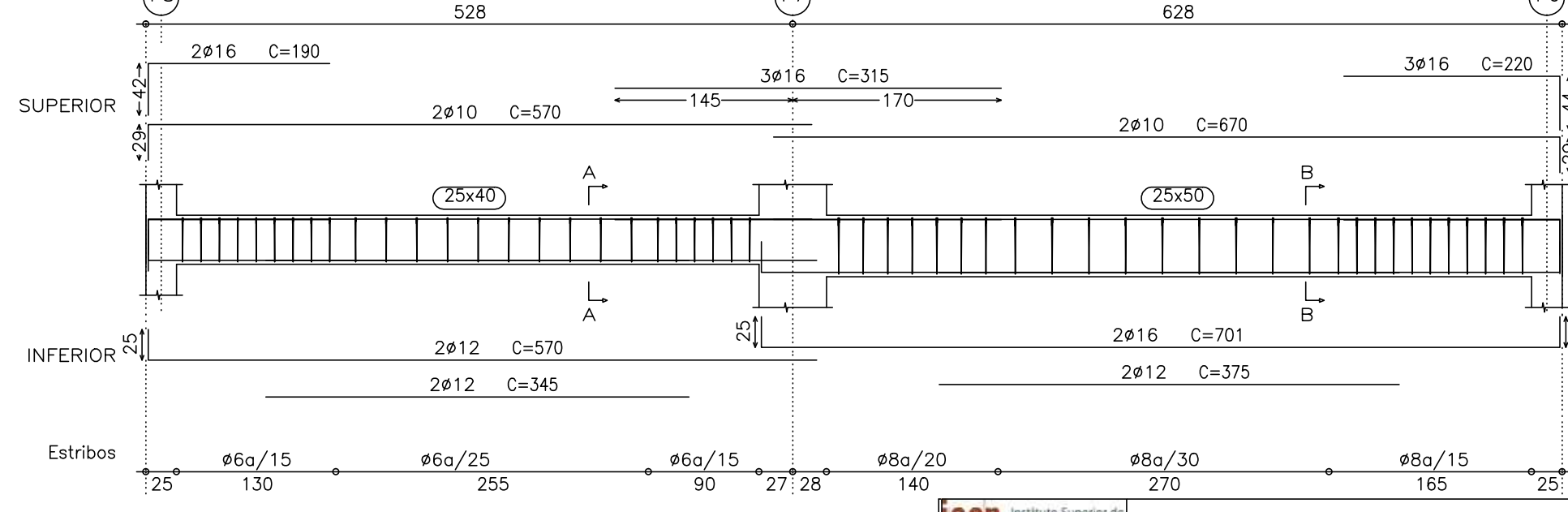
Pórtico 5



Pórtico 6



Pórtico 7

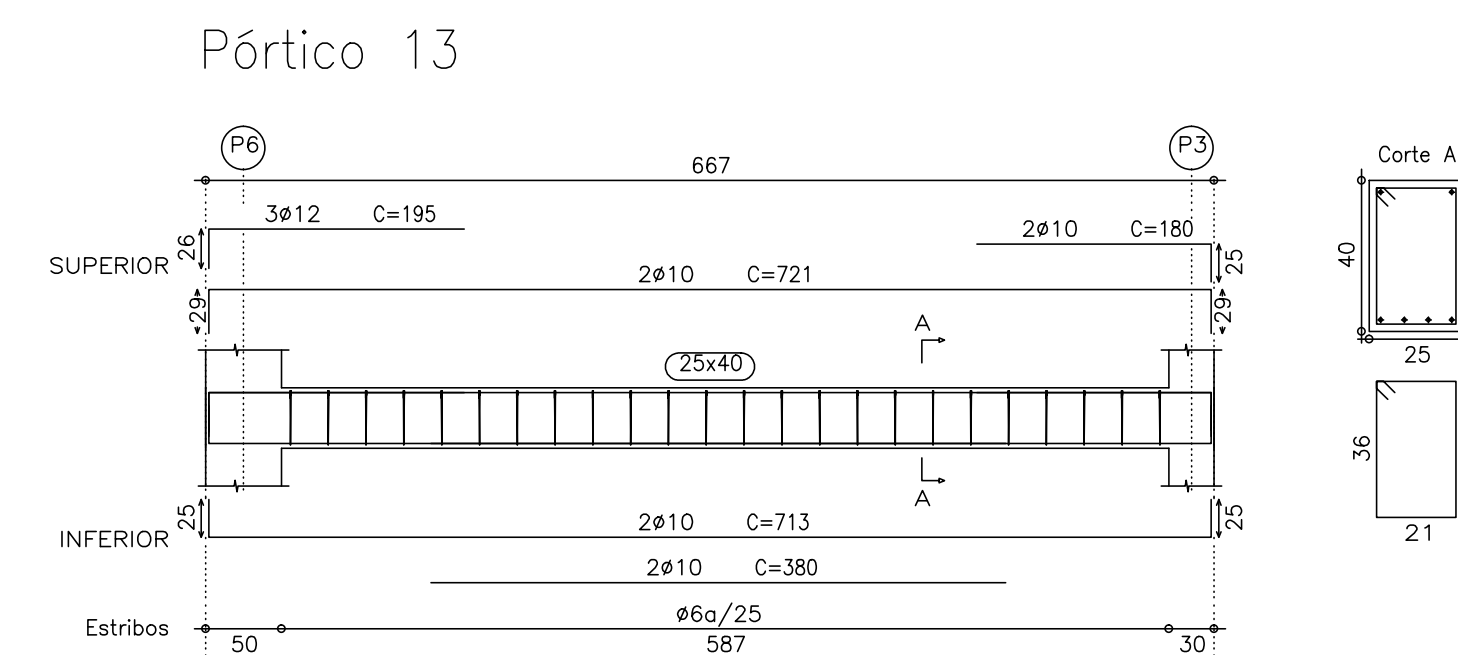
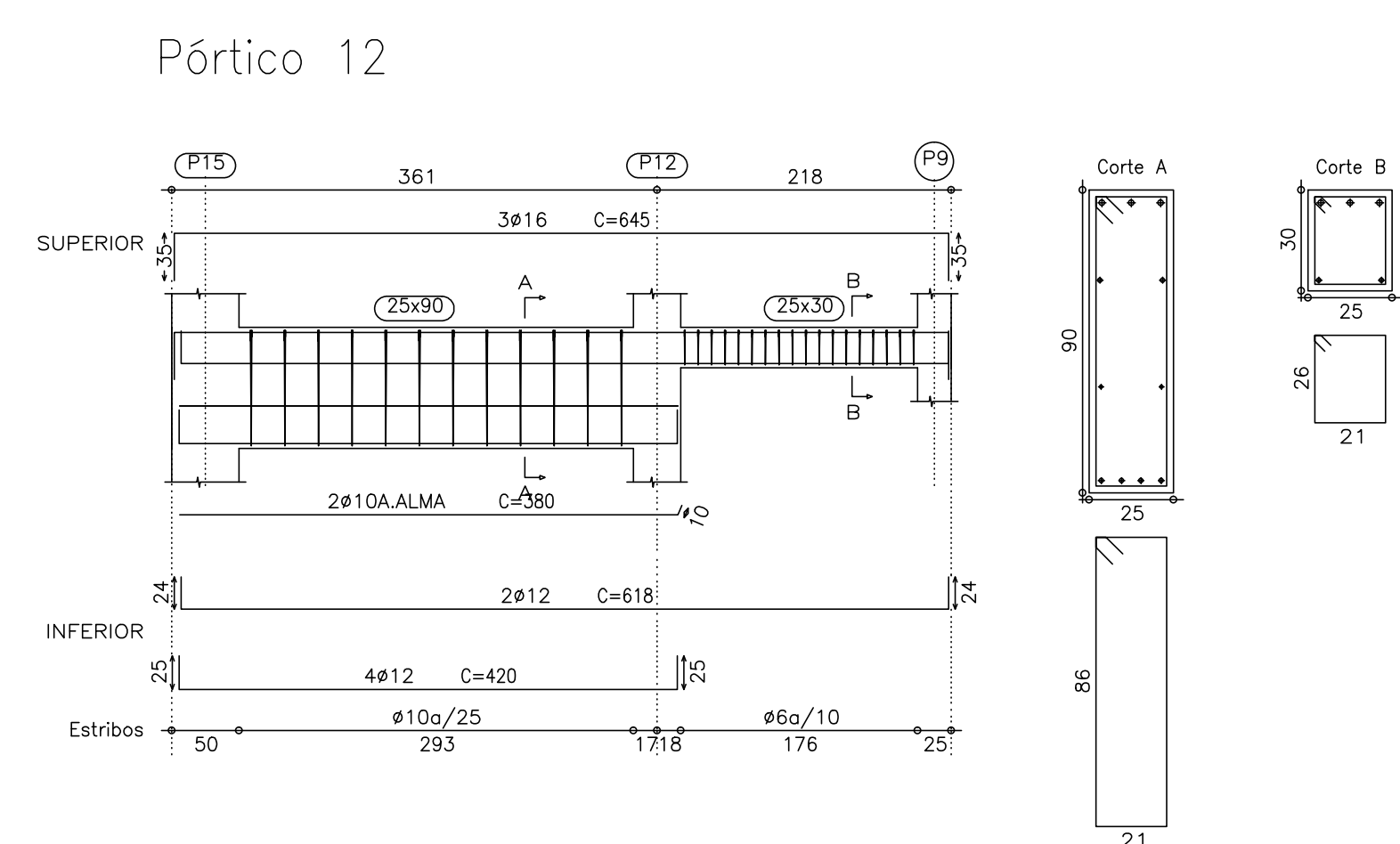
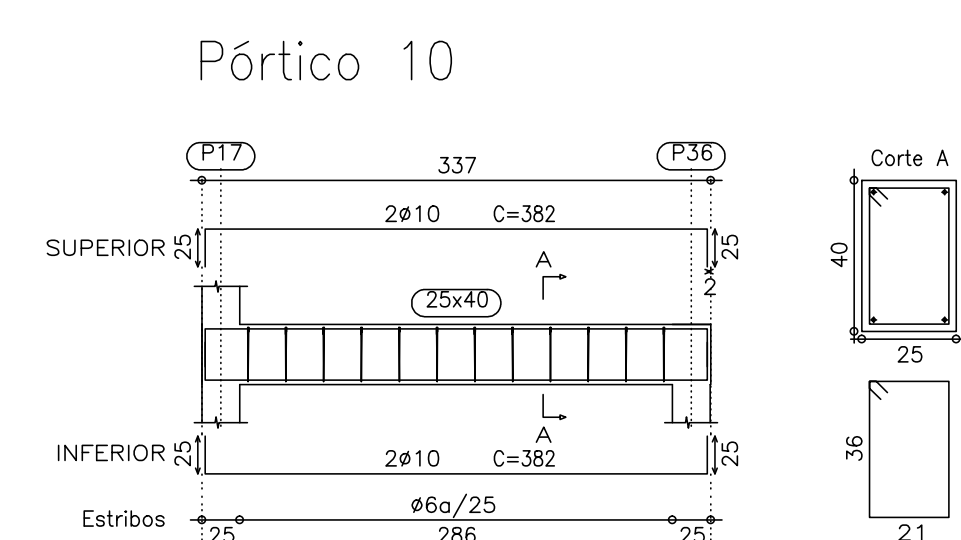
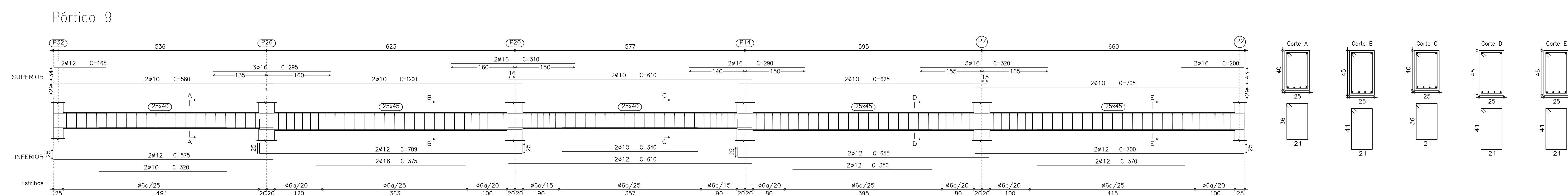
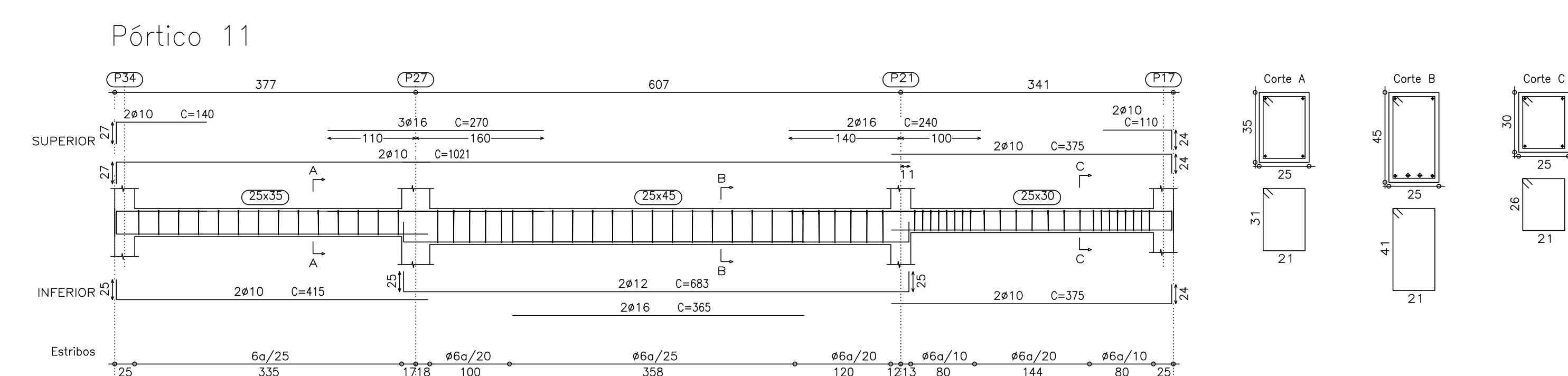
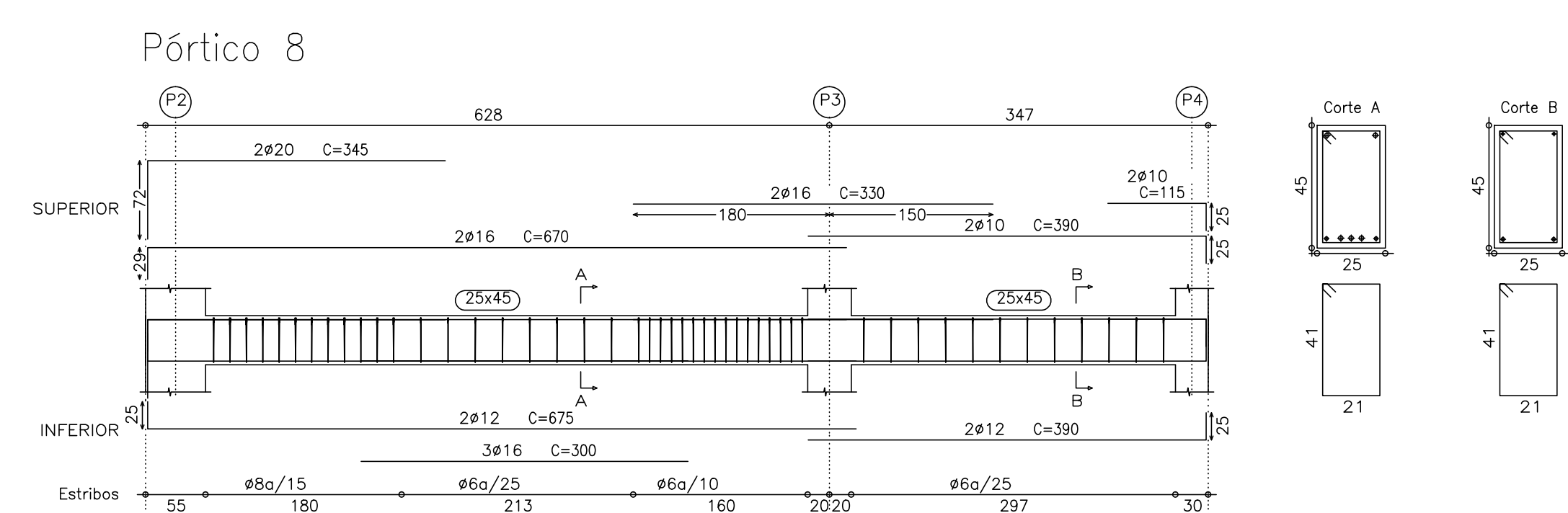


MATERIAIS:	
Betão:	Betão de Limpeza C12/15
Fundações:	C25/30
Laje Tectos:	C16/20
Restantes Elementos:	C25/30
Aço:	Aço em Várdes A500 NR
Perfis Laminados:	S275
Redes Electrodifusas:	A500 EL

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL	
AUTOR: FÁBIO FILIPE	REV: JMC
ESCALAS: 1:20; 1:50	PROJECTO DE ESTABILIDADE DE UM EDIFÍCIO DE HABITAÇÃO MULTIFAMILIAR
DATA: 02/11/2011	PÓRTICOS DO RICHÃO
DESENHO Nº 7	
VERSÃO: FINAL	



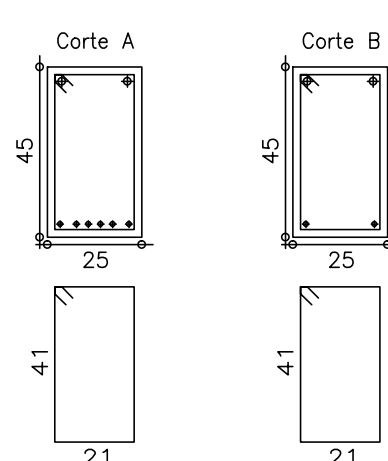
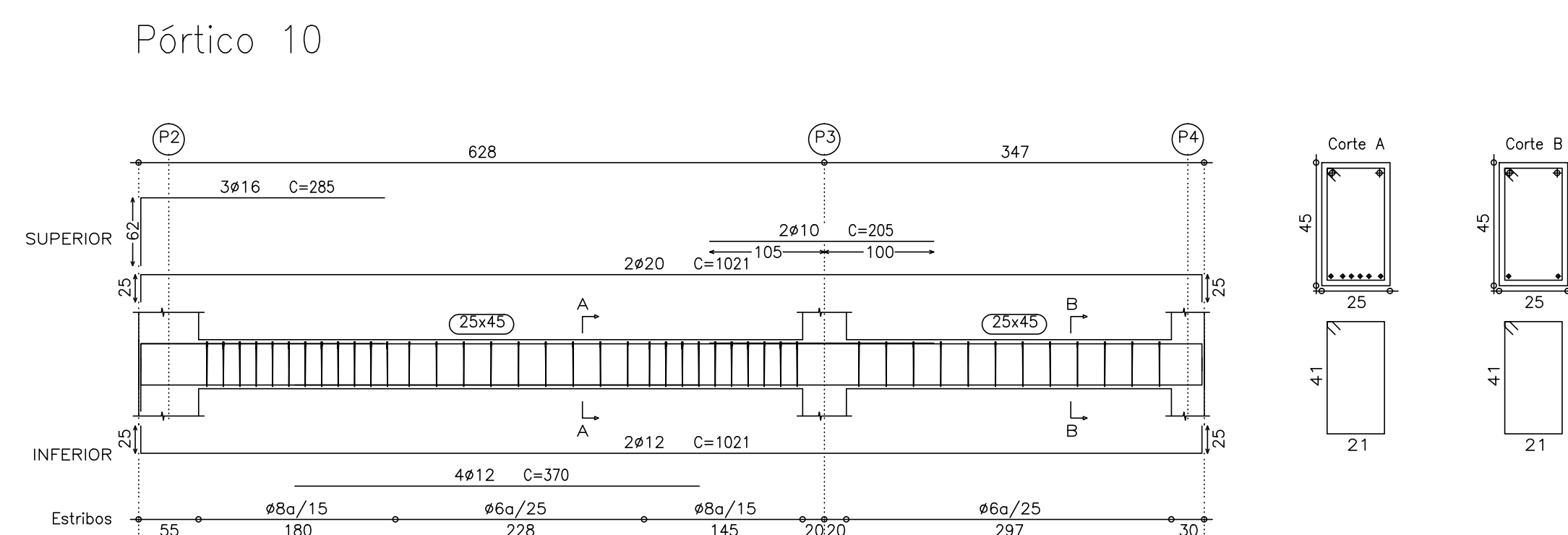
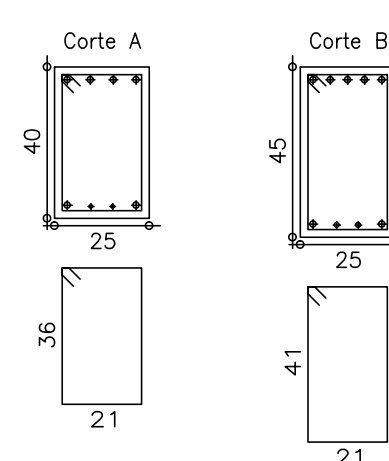
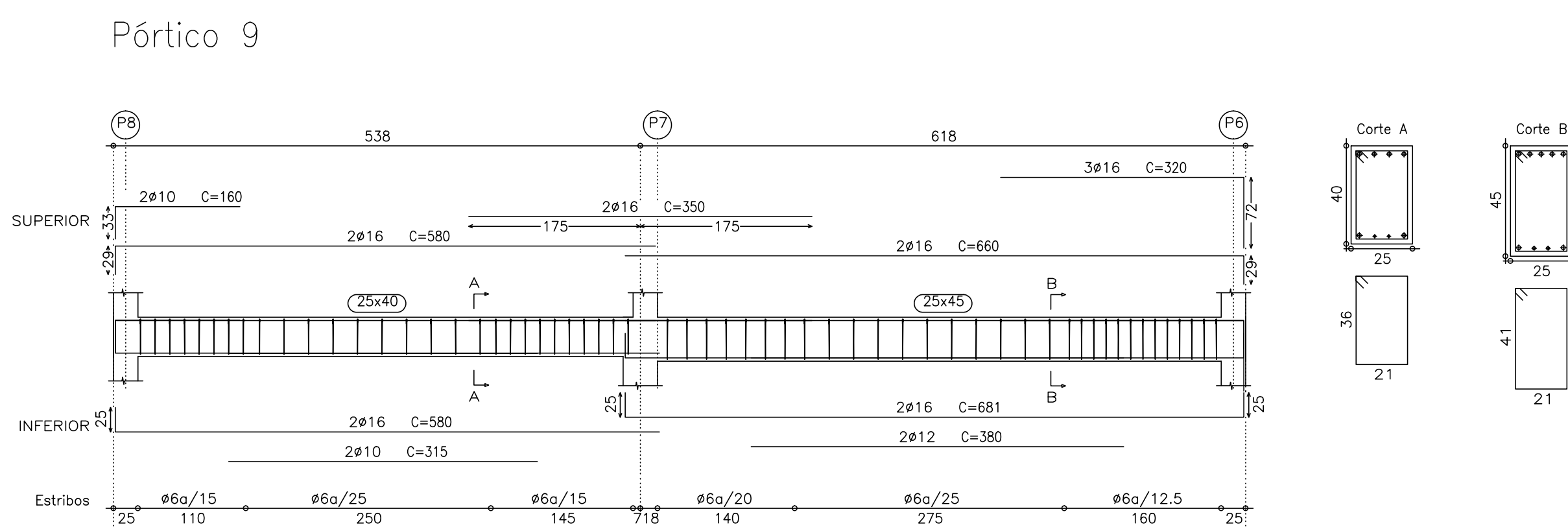
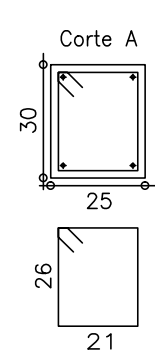
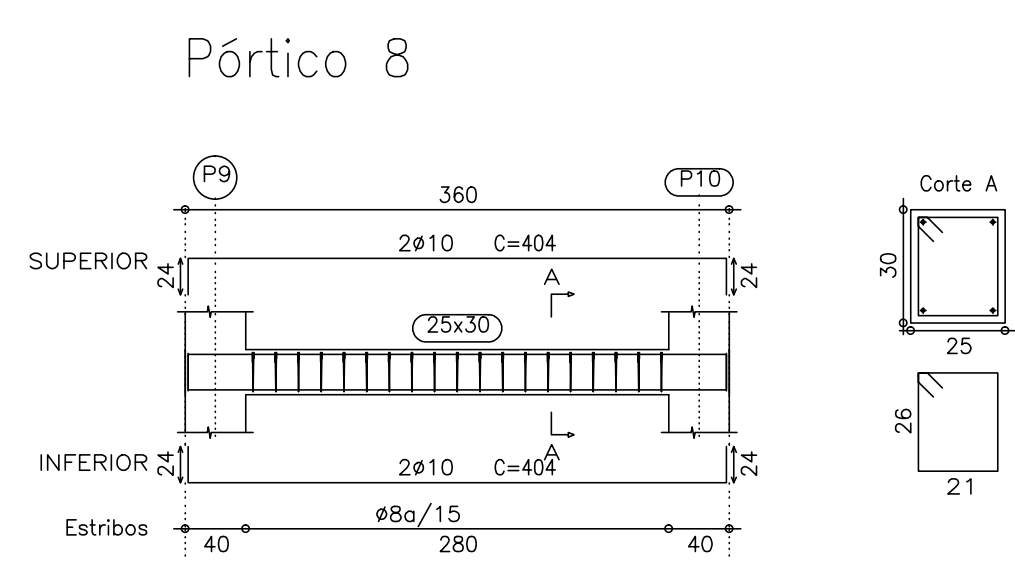
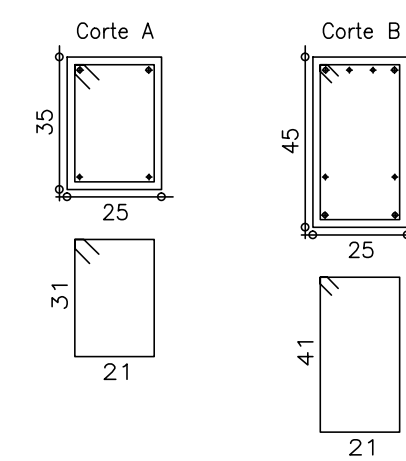
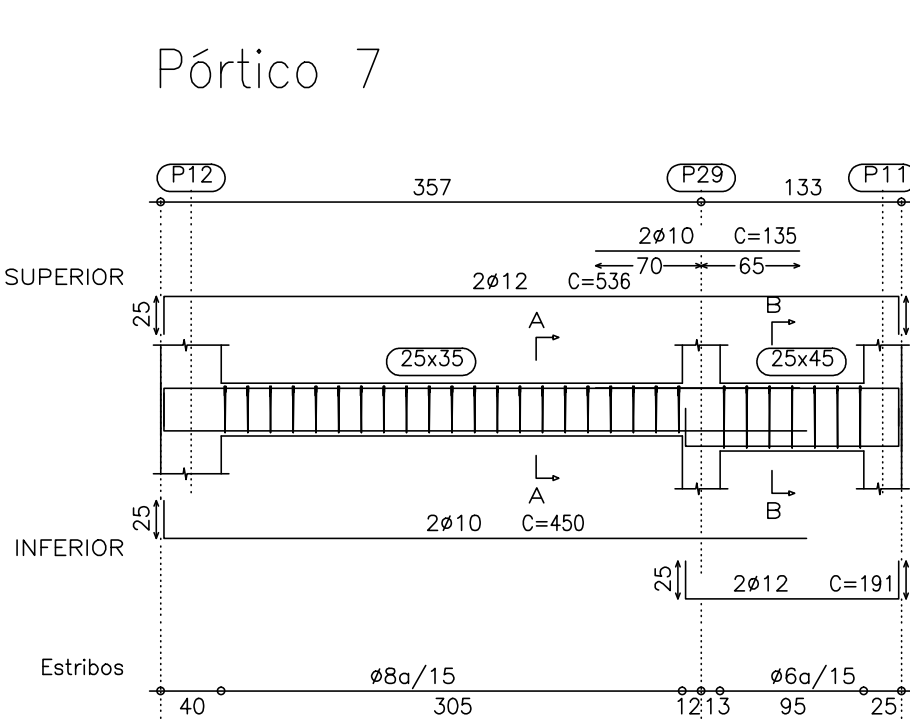
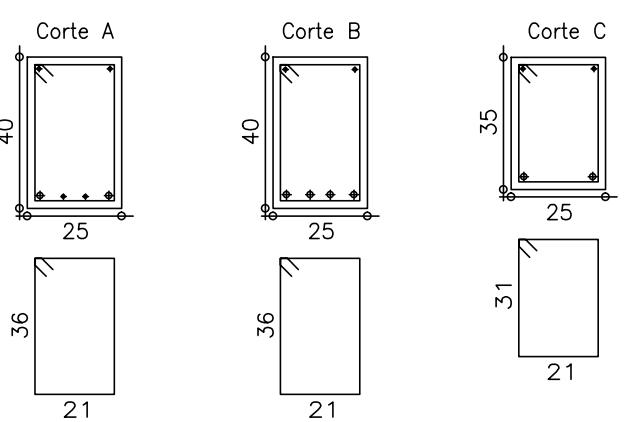
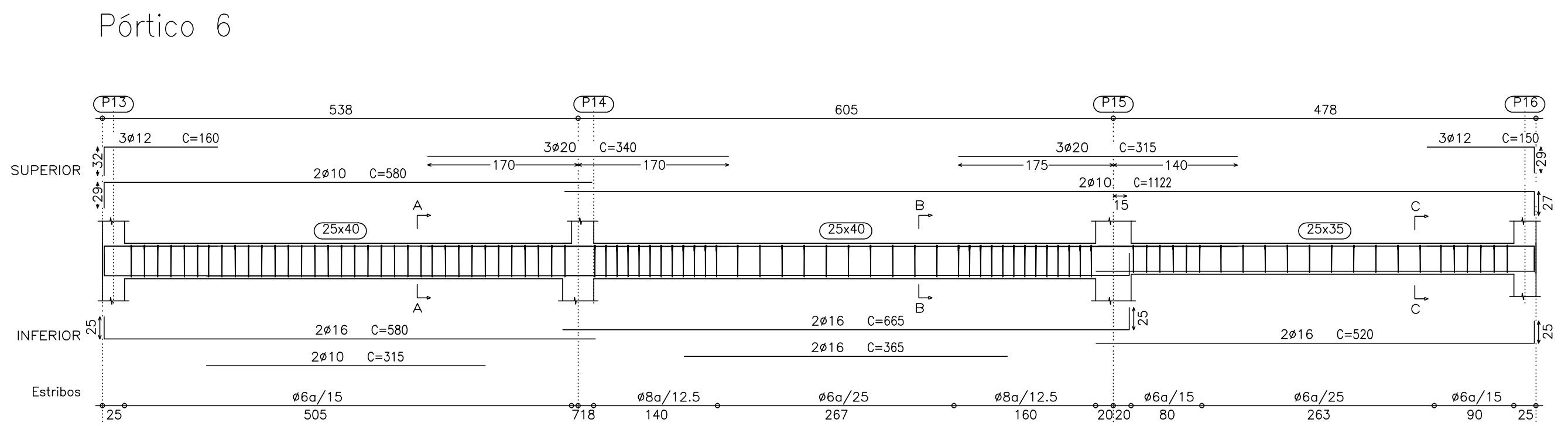
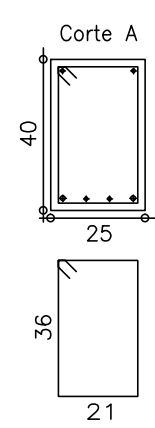
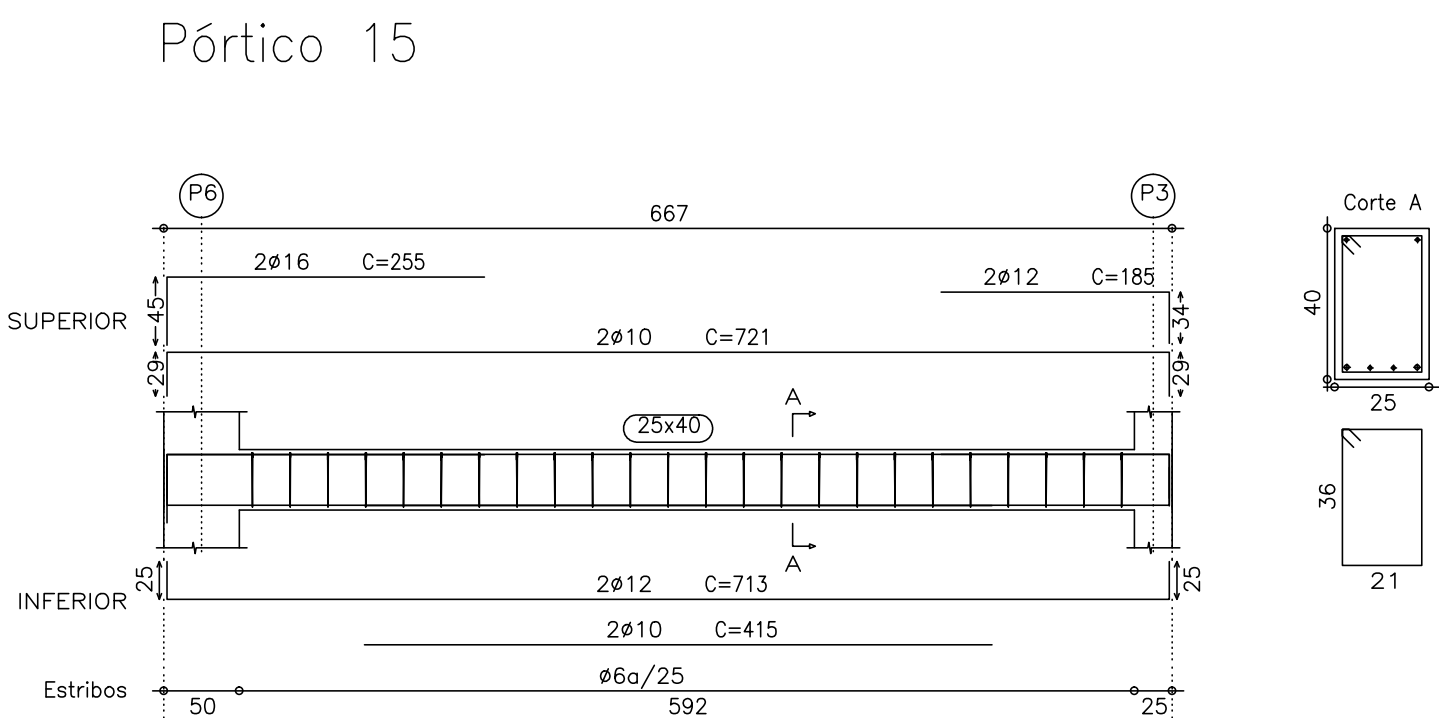
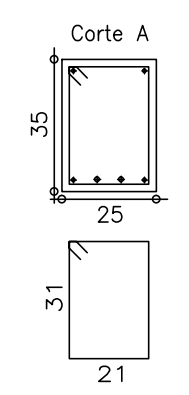
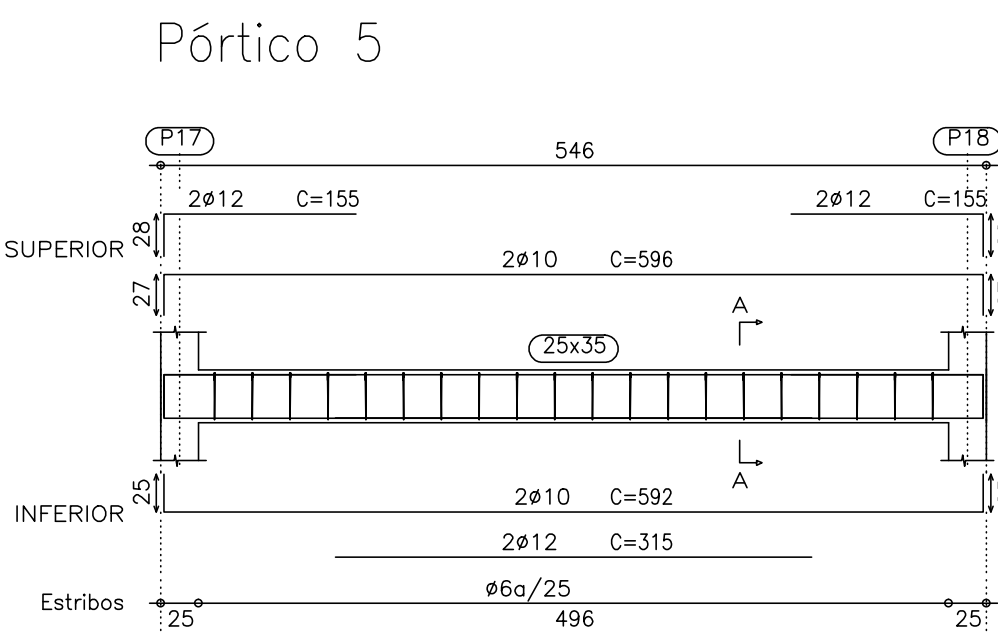
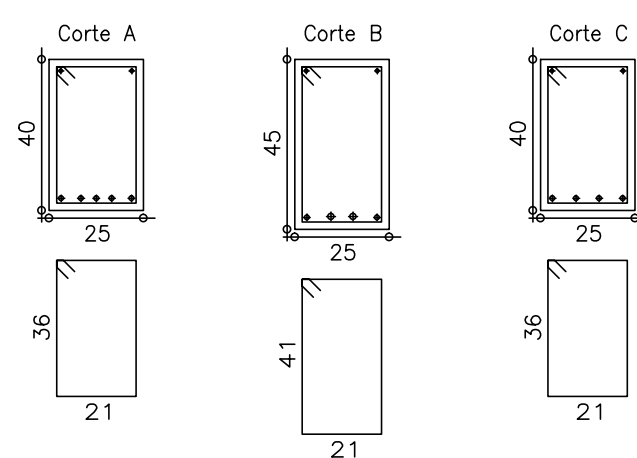
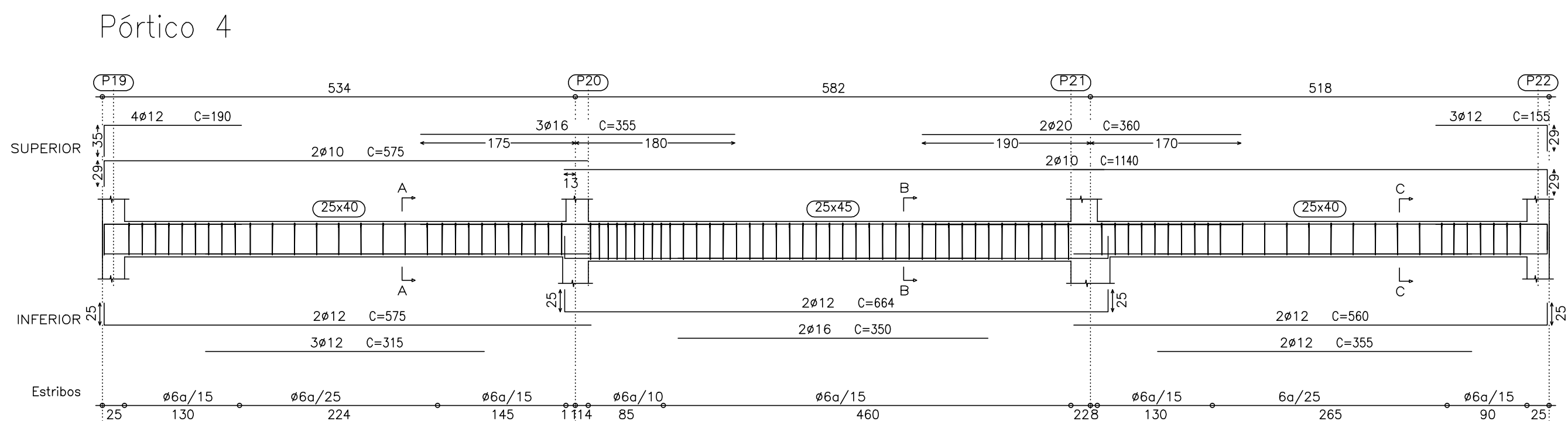
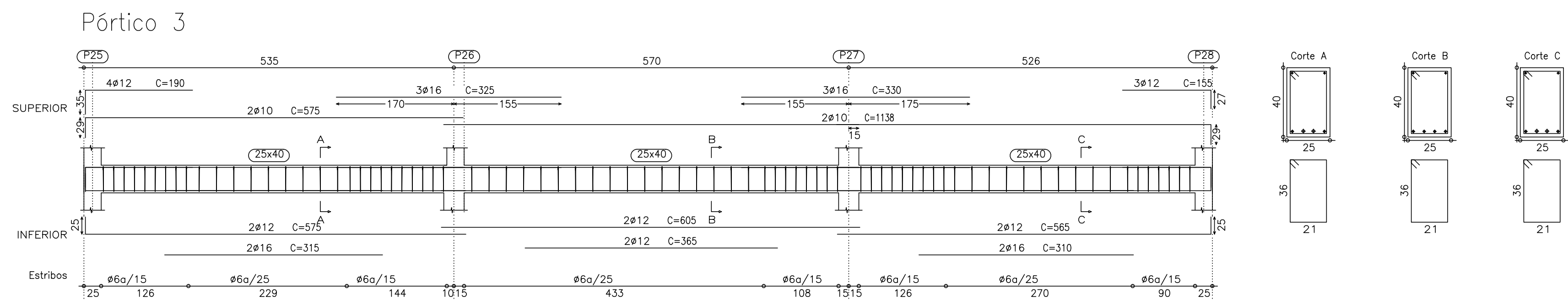
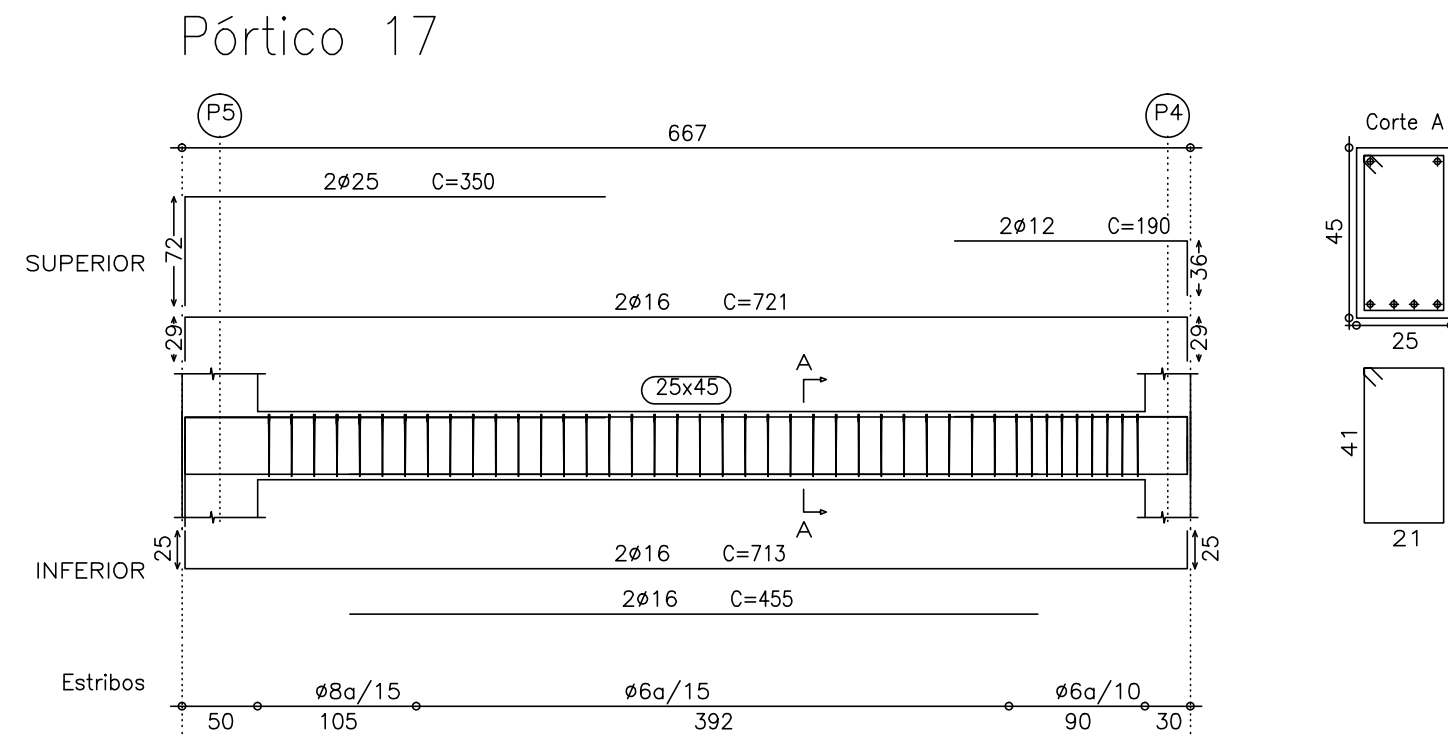
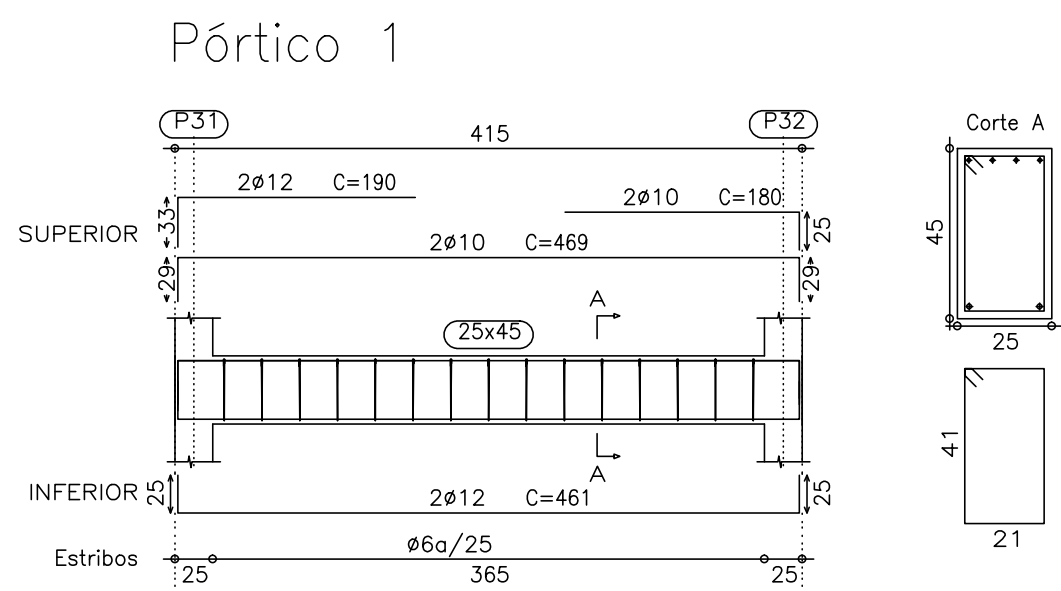




MATERIAIS:		
Betão:	Betão de Limpeza	C12/15
	Fundações	C25/30
	Laje Térrea	C16/20
	Restantes Elementos	C25/30
Aço:	Aço em Varões	A500 NR
	Perfis Laminados	S275
	Redes Electrosoldadas	A500 EL







MATERIAIS:		
Beto:	Beto de Limpeza	C12/15
	Fundações	C25/30
	Laje Terra	C16/20
	Restantes Elementos	C25/30
Aço:	Aço em Varões	A500 NR
	Perfis Laminados	S275
	Redes Electrosoldadas	A500 EL

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL		
AUTOR: FÁBIO FILIPE	REV. JMC	PROJECTO DE ESTABILIDADE DE UM EDIFÍCIO DE HABITAÇÃO MULTIFAMILIAR
ESCALAS: 1:20, 1:50		
DATA: 02/11/2011		PÓRTICOS DO 1º PISO AO 5º PISO
DESENHO Nº 9	FOLHA: Nº 1/2	
VERSÃO: FINAL		

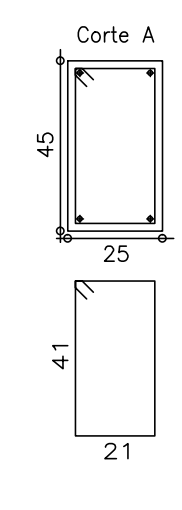
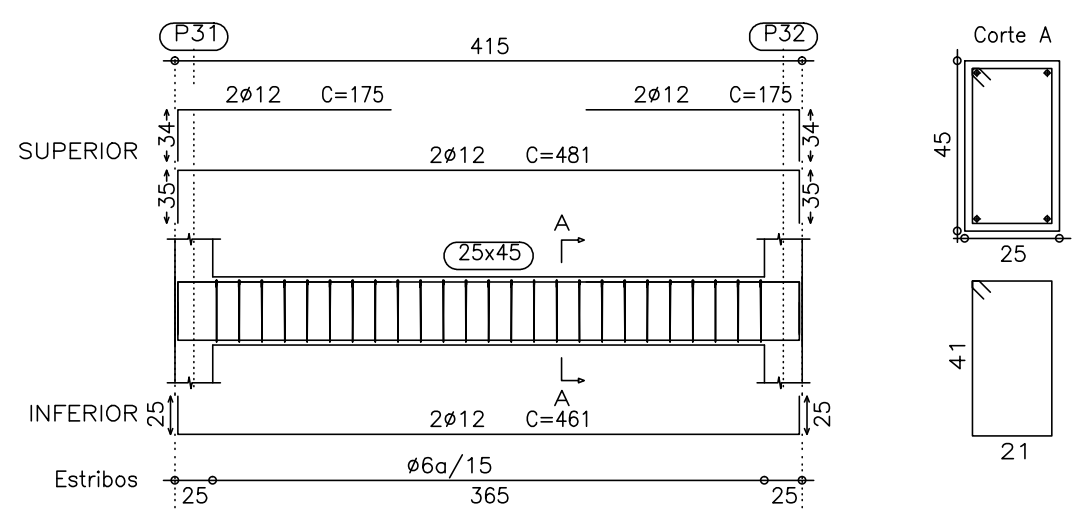




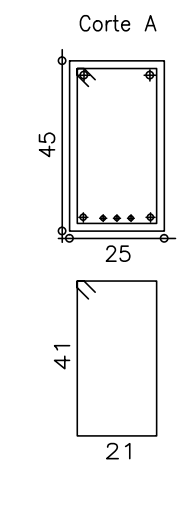
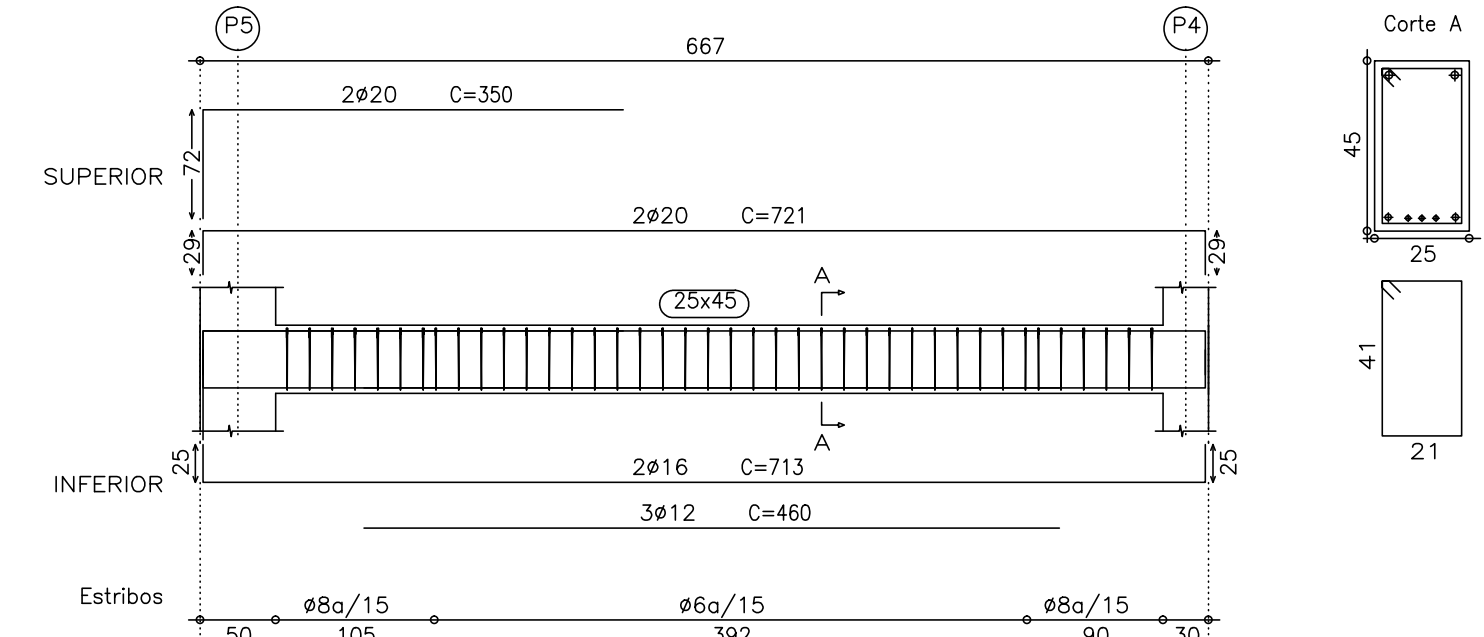




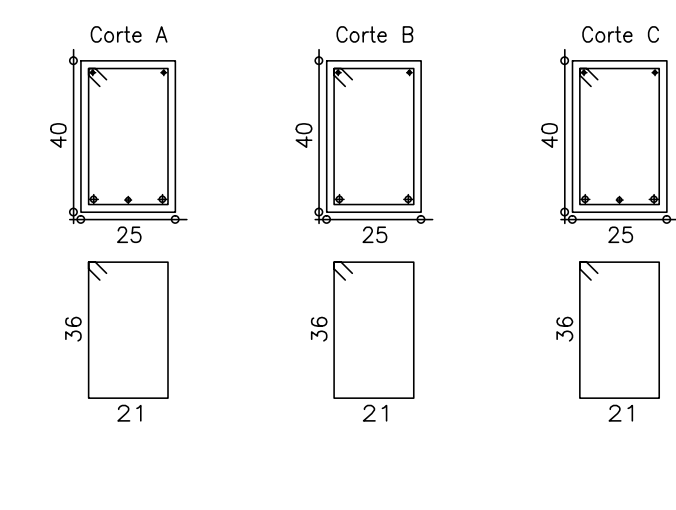
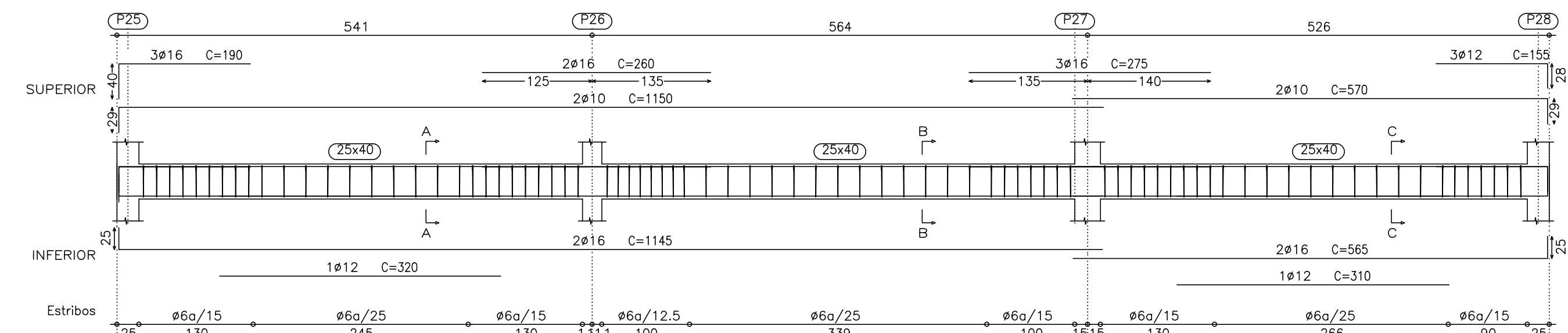
Pórtico 1



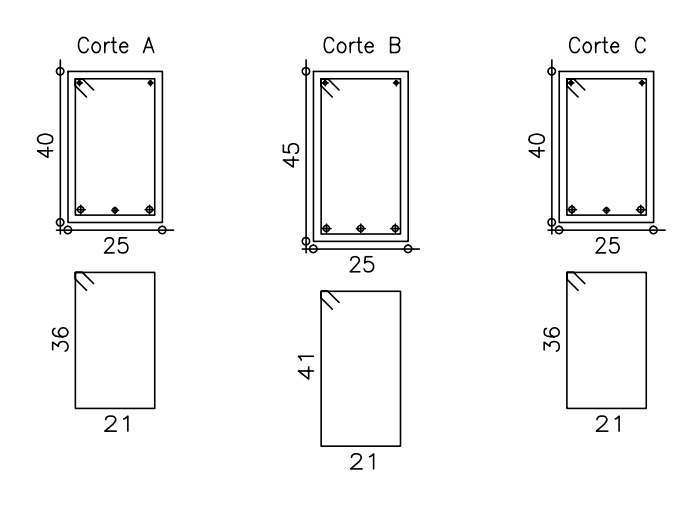
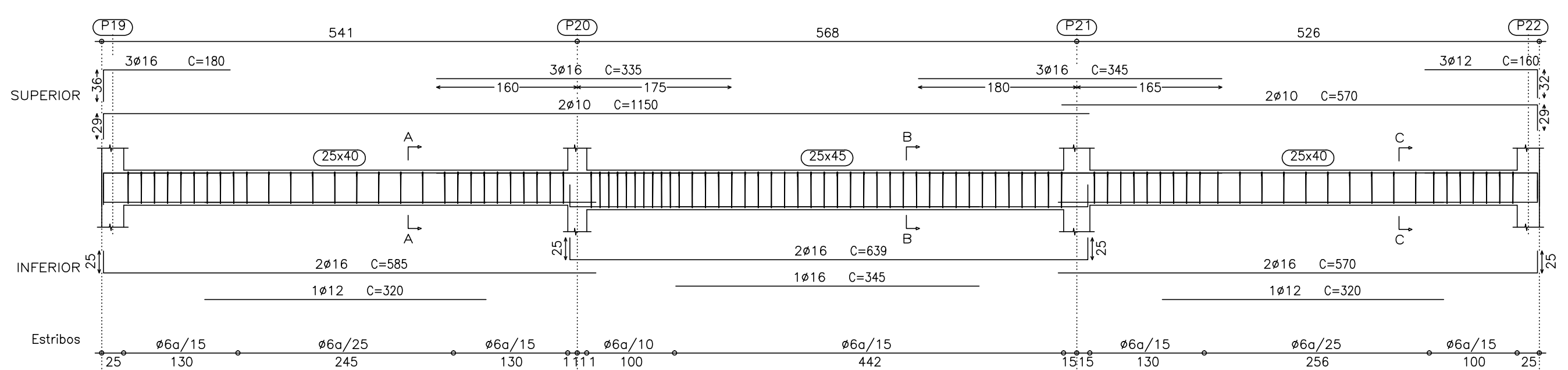
Pórtico 17



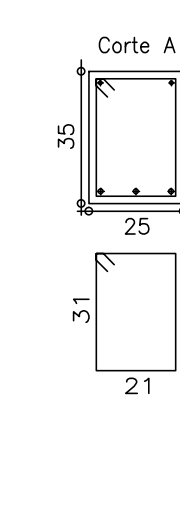
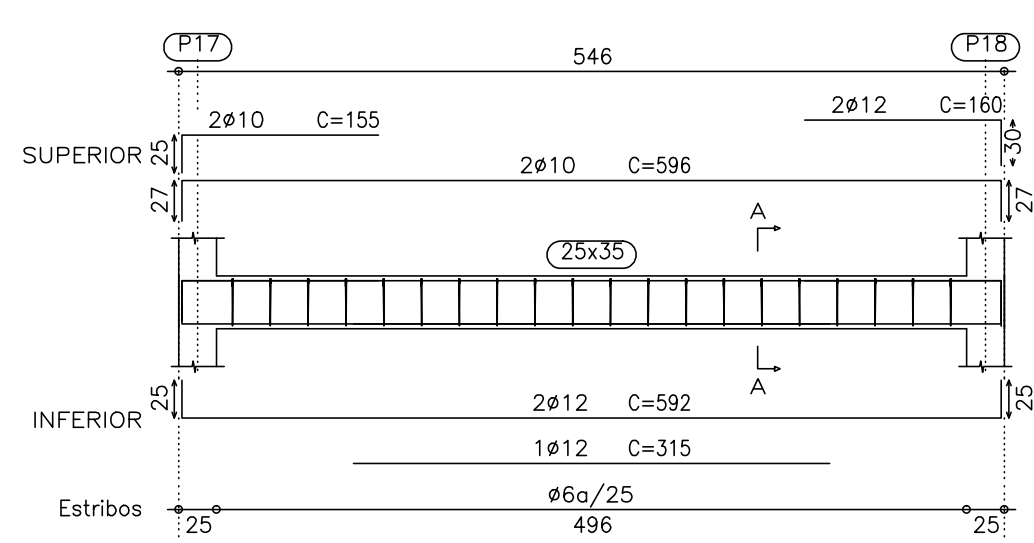
Pórtico 3



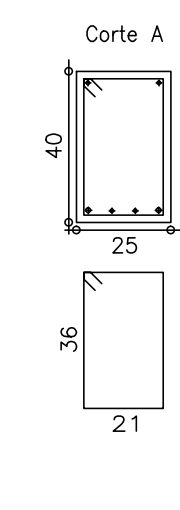
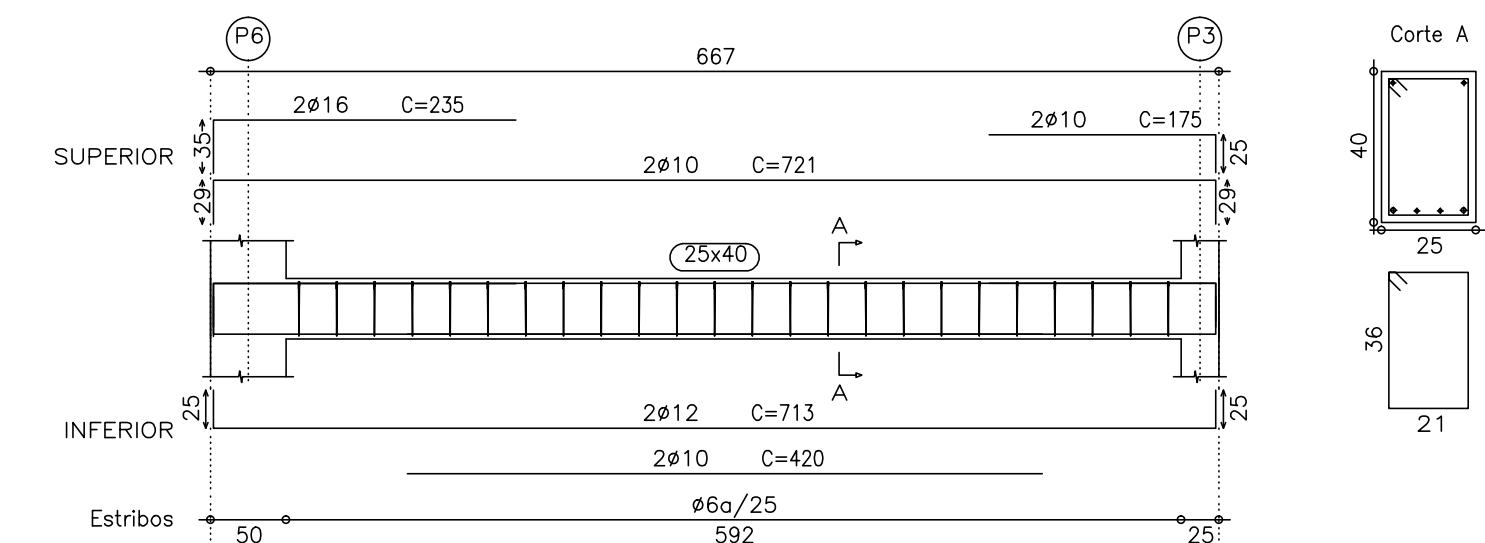
Pórtico 4



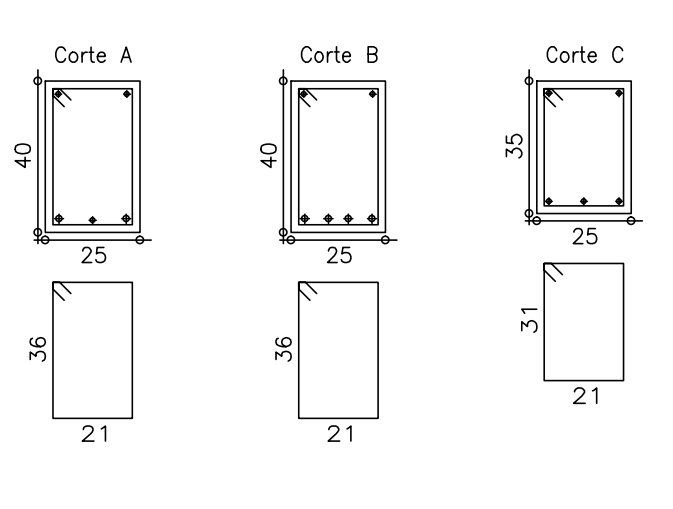
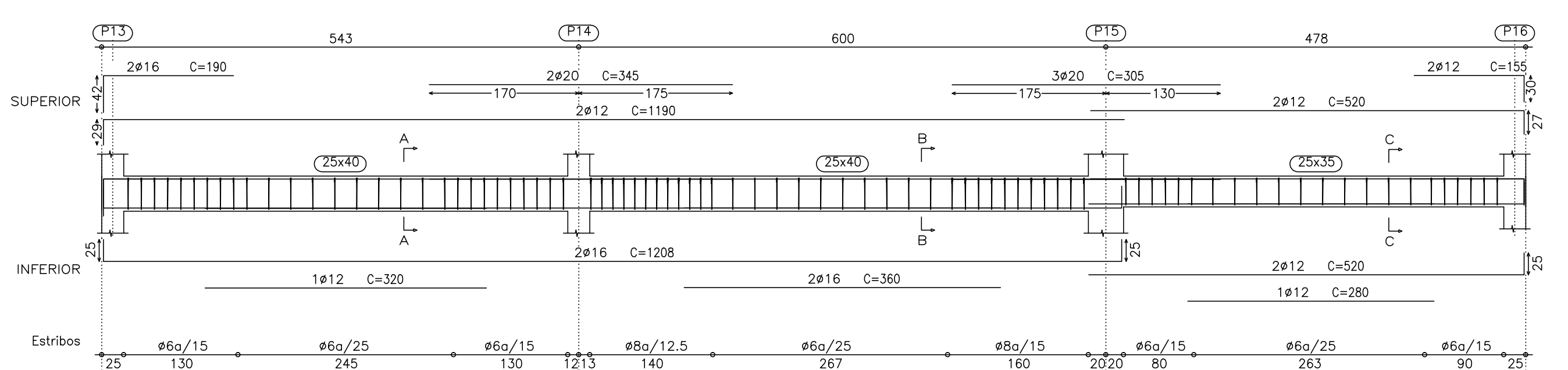
Pórtico 5



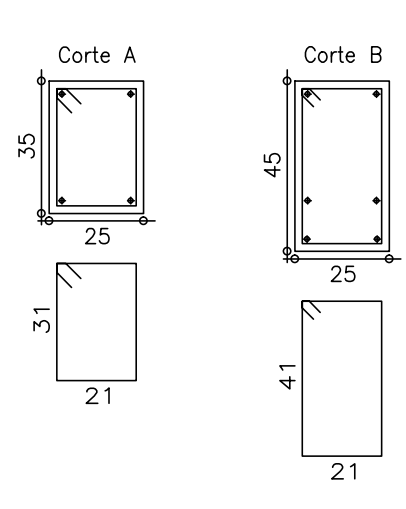
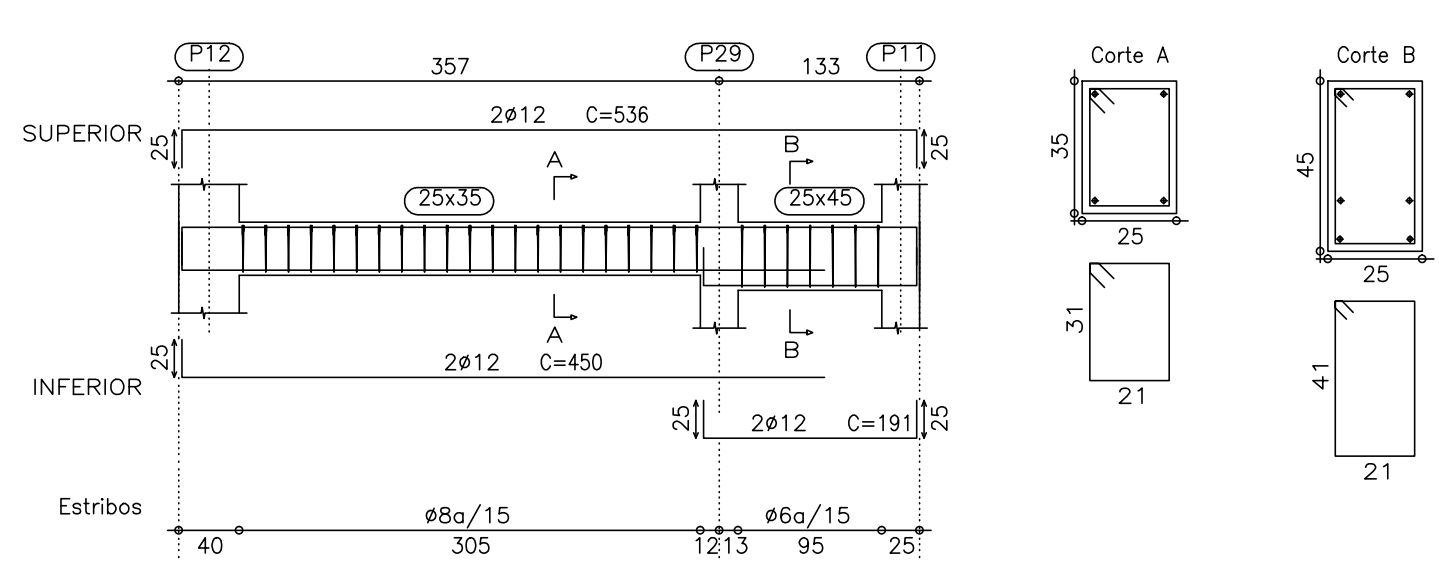
Pórtico 15



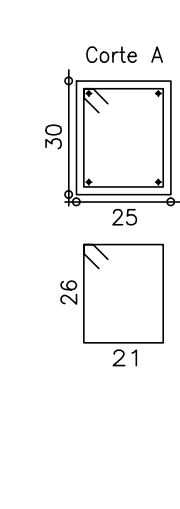
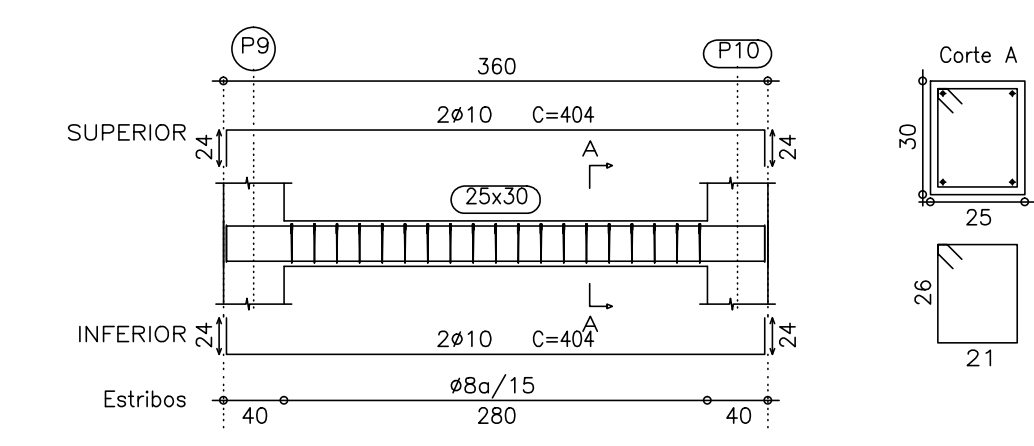
Pórtico 6



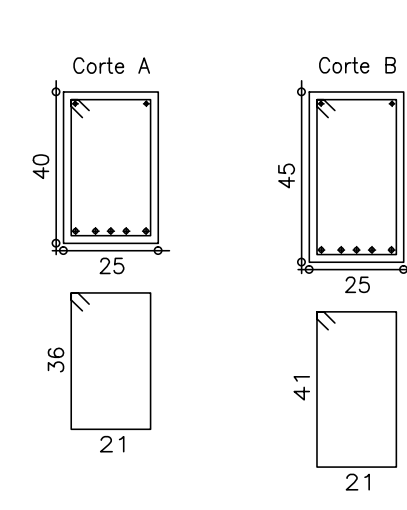
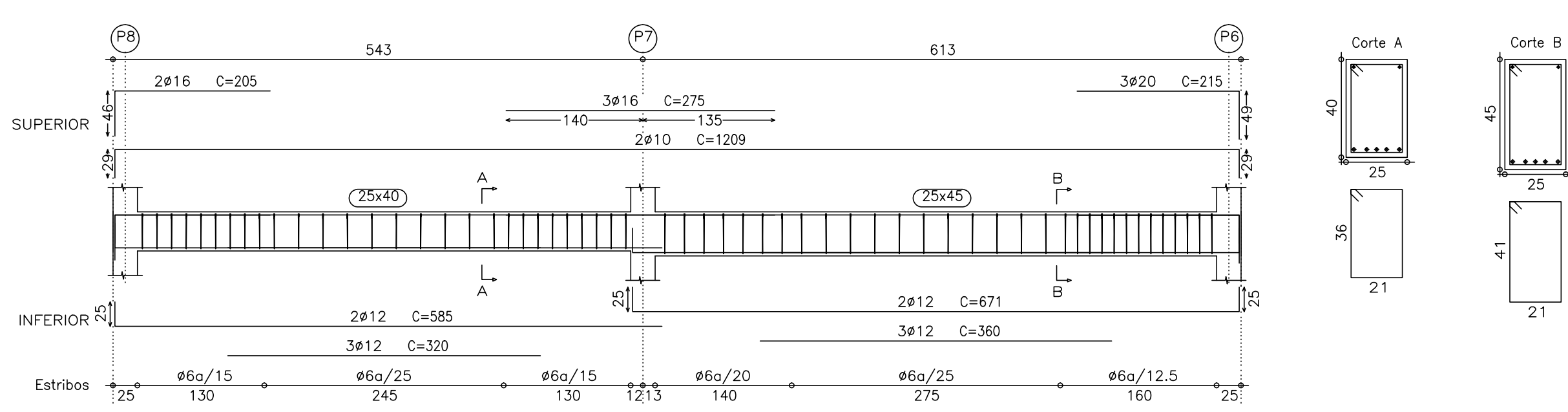
Pórtico 7



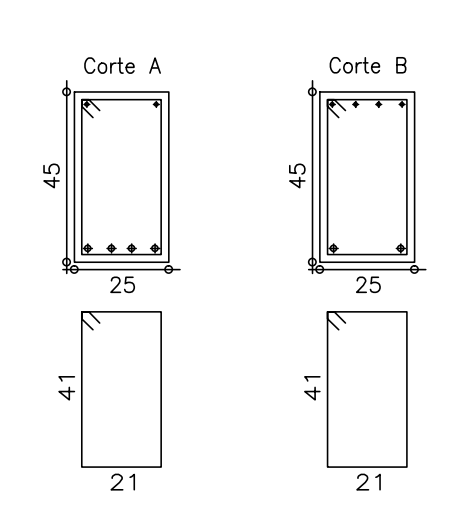
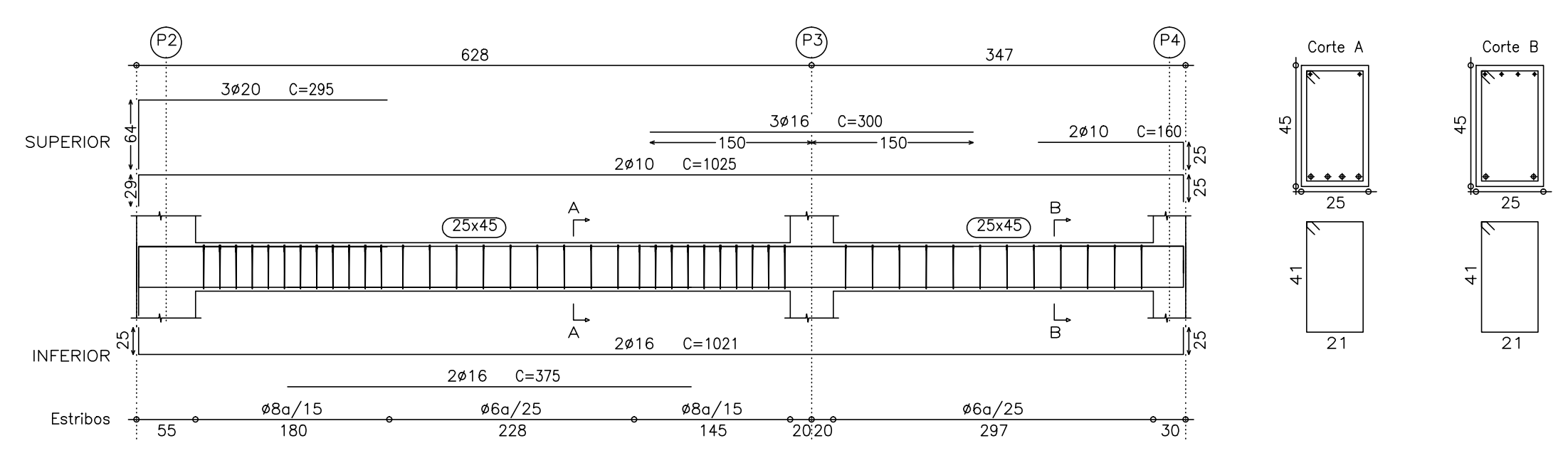
Pórtico 8




Pórtico 9



Pórtico 10

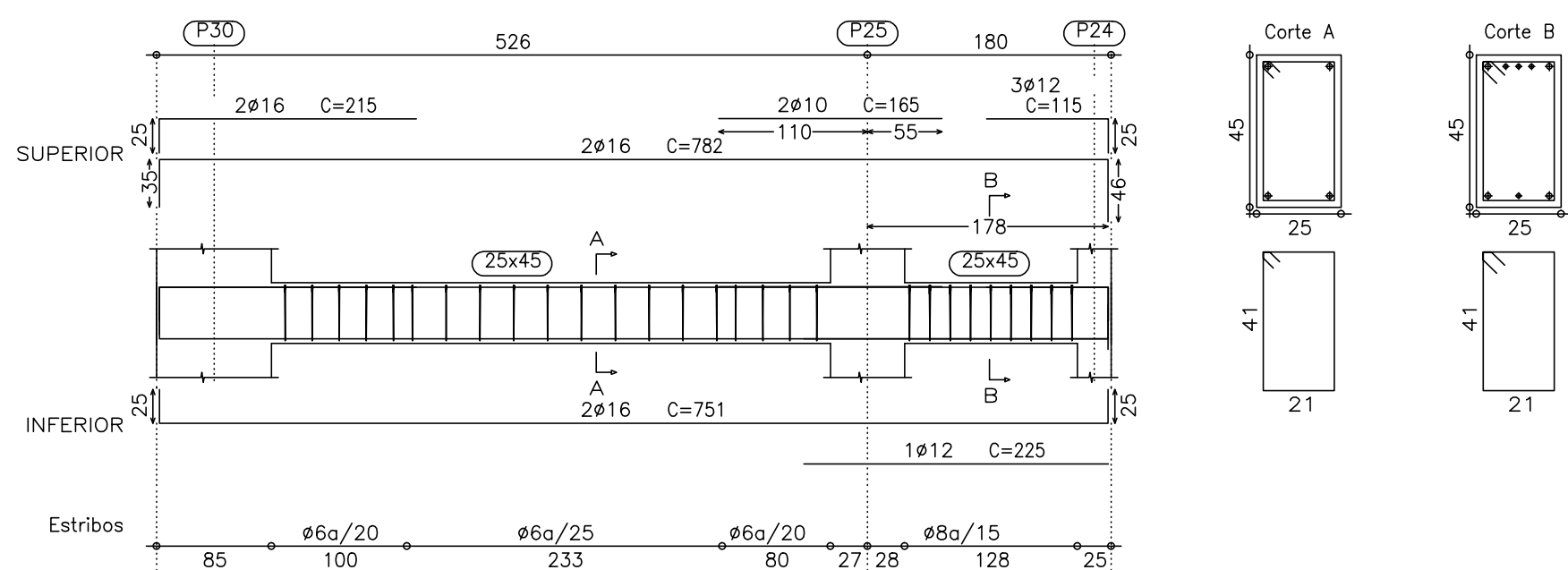


MATERIAIS:		
Beto:	Beto de Limpeza	C12/15
	Fundações	C25/30
	Laje Terra	C16/20
	Restantes Elementos	C25/30
Aço:	Aço em Varões	A500 NR
	Perfis Laminados	S275
	Redes Electrosoldadas	A500 EL

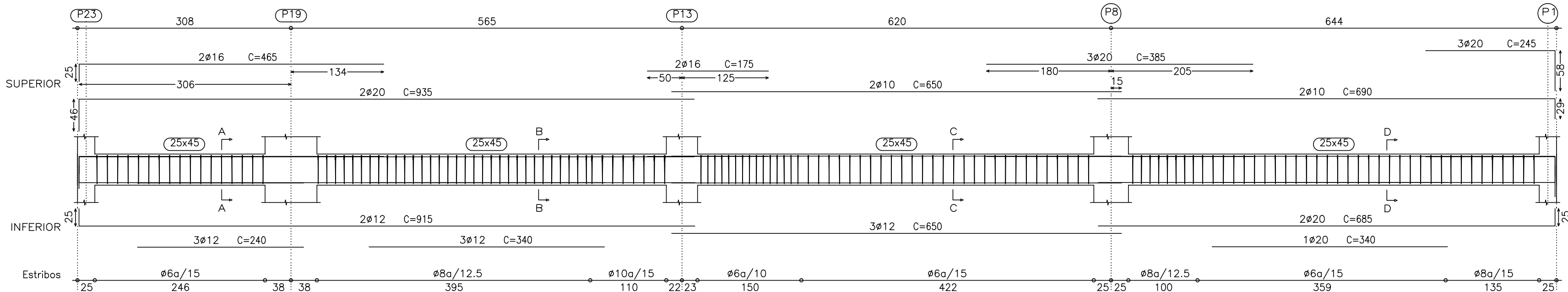
 <b>ISep</b> Instituto Superior de Engenharia do Porto		<b>DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL</b>	
AUTOR: FÁBIO FILIPE		REV. JMC	PROJECTO DE ESTABILIDADE DE UM EDIFÍCIO DE HABITAÇÃO MULTIFAMILIAR
ESCALAS: 1:20, 1:50			
DATA: 02/11/2011			PÓRTICOS DO 6º PISO
DESENHO Nº 11	FOLHA: Nº 1/2		
VERSÃO: FINAL			



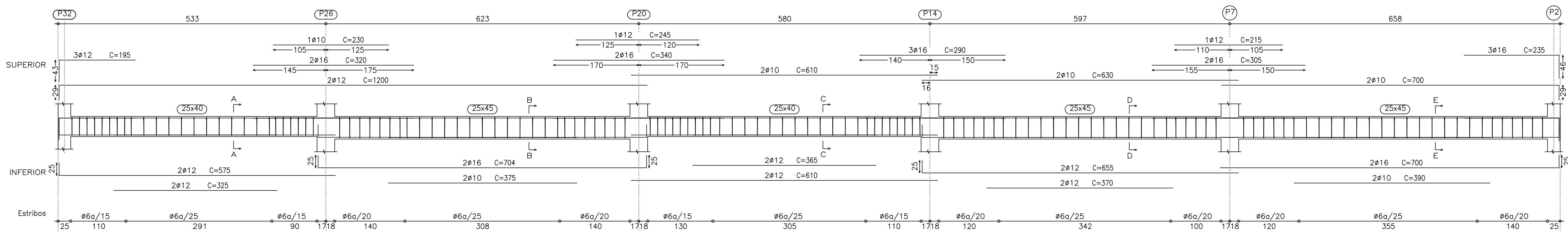
Pórtico 11



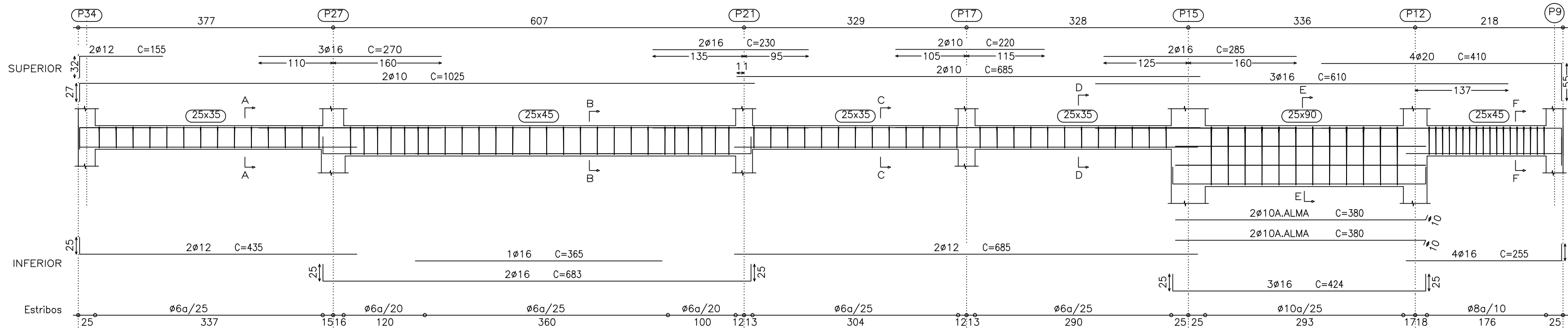
Pórtico 12



Pórtico 13

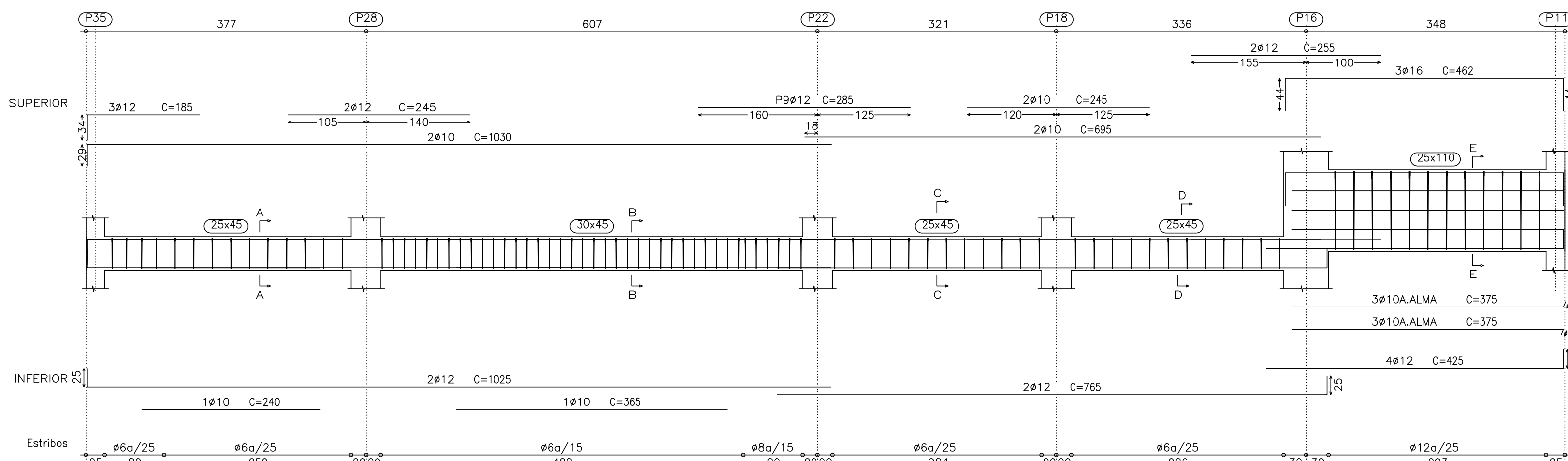


Pórtico 14

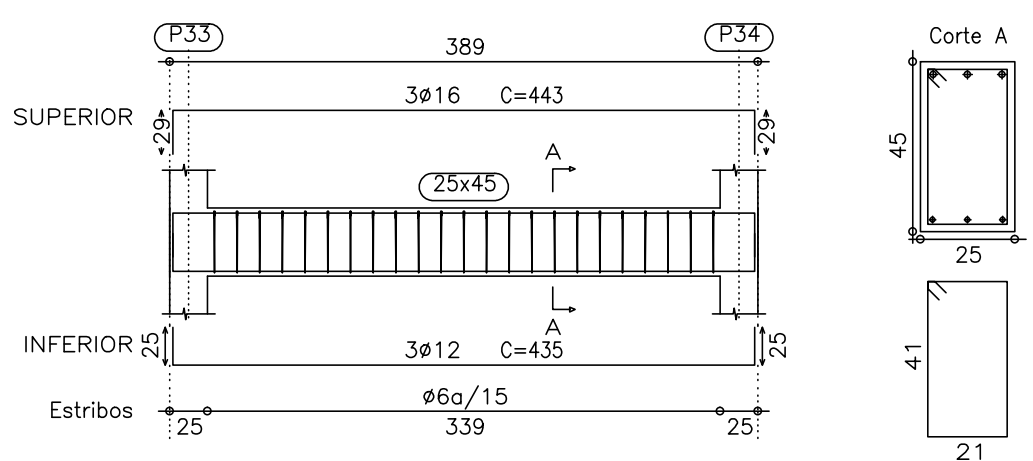


Pórtico 17

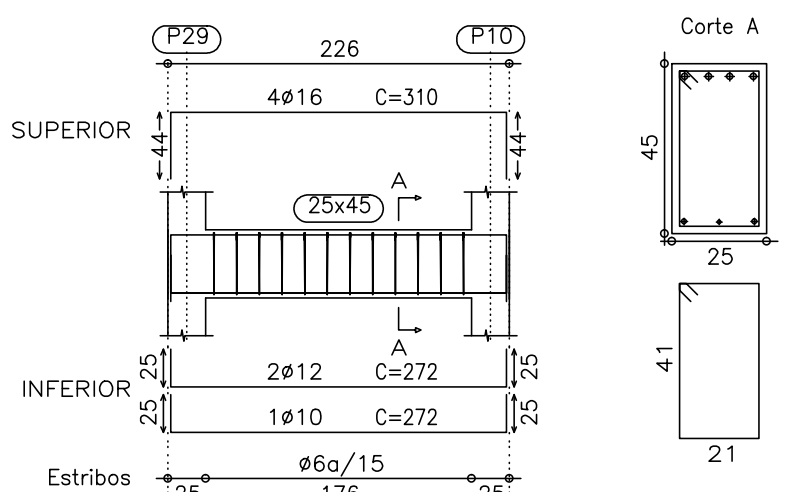
Pórtico 18



Pórtico 2



Pórtico 16

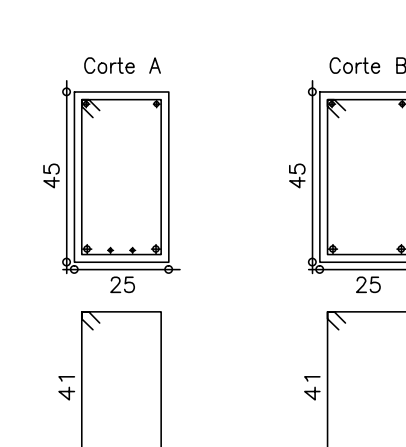
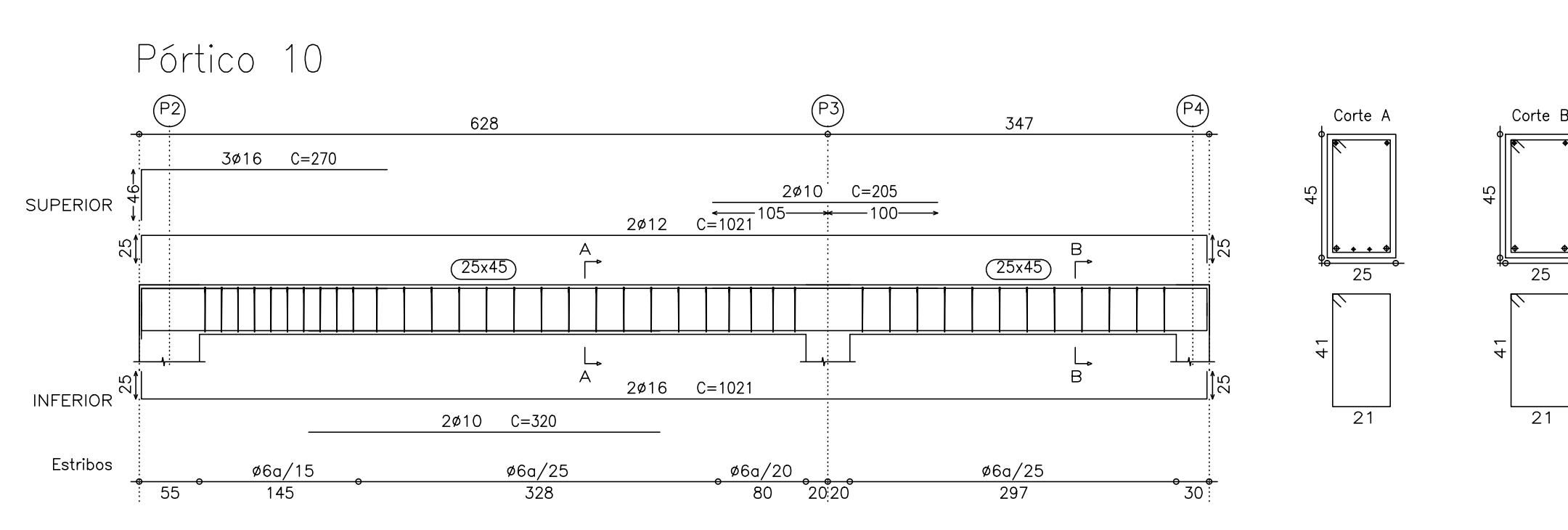
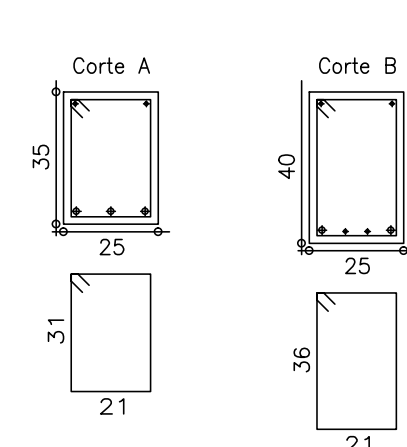
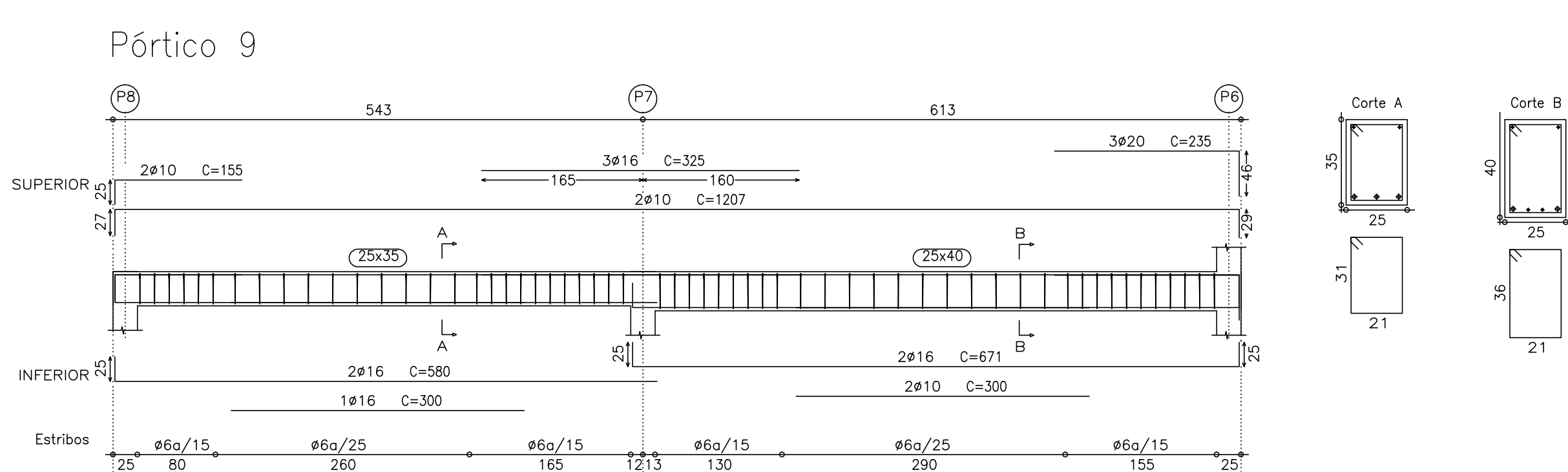
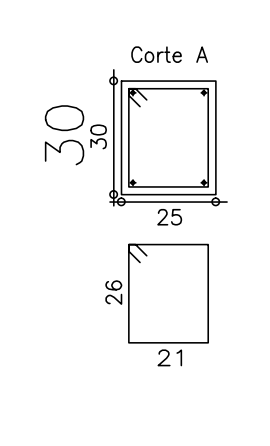
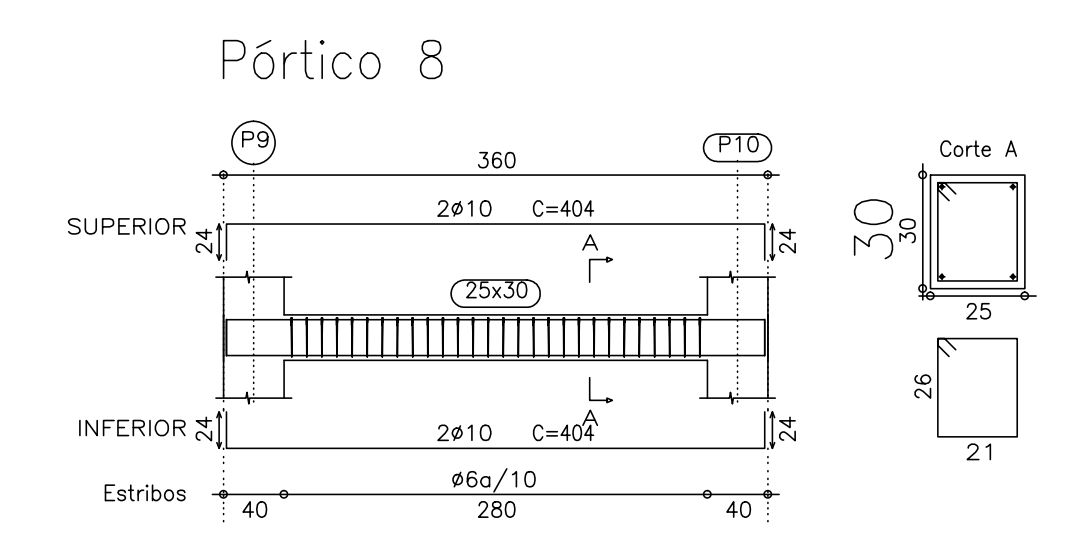
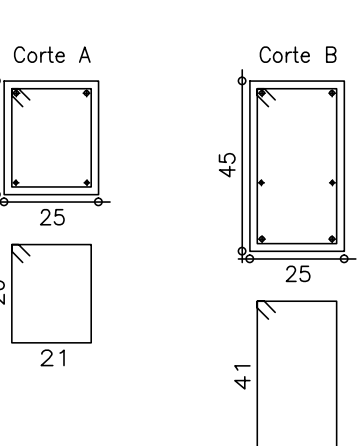
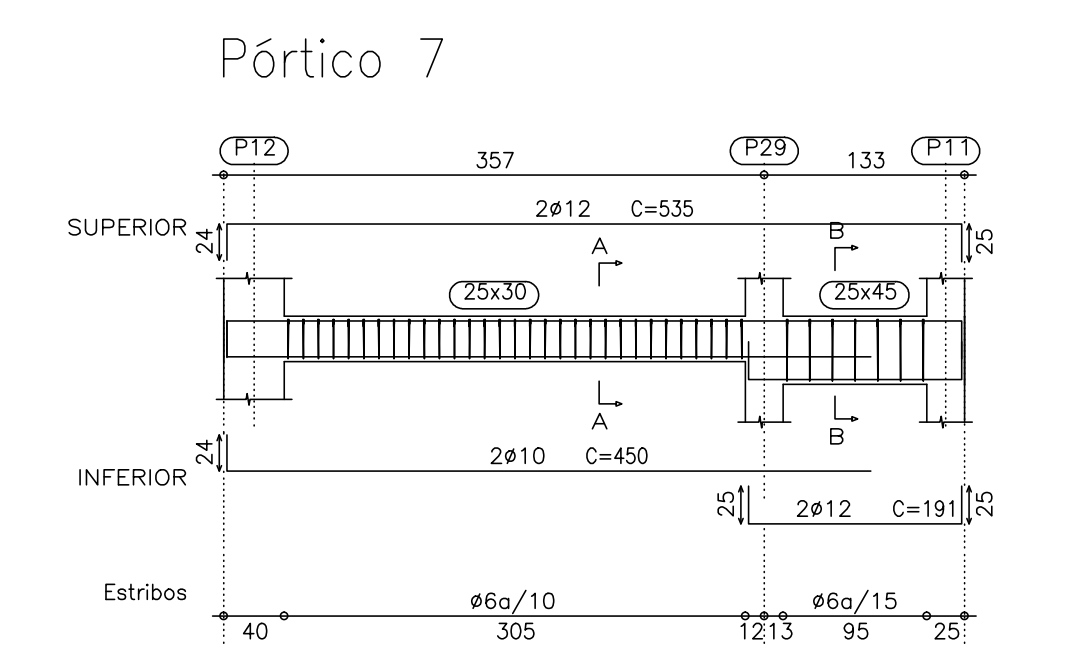
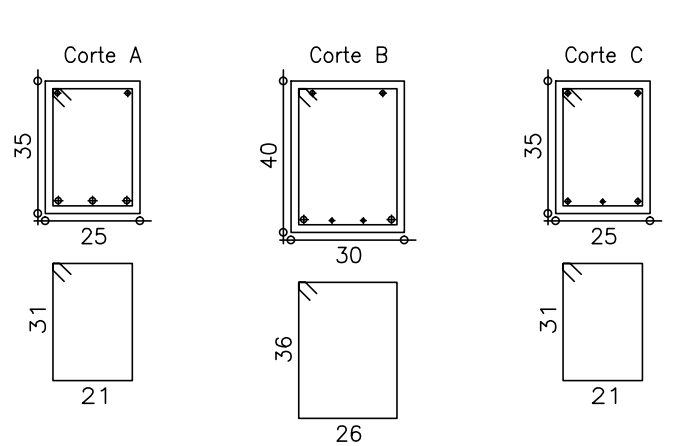
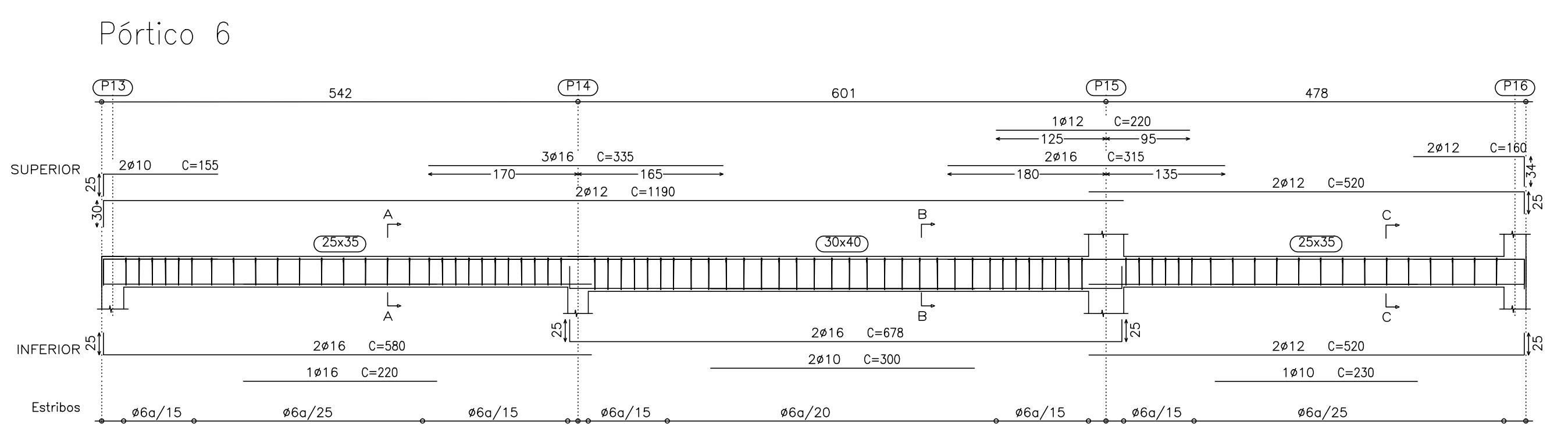
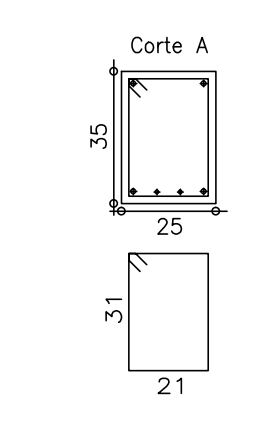
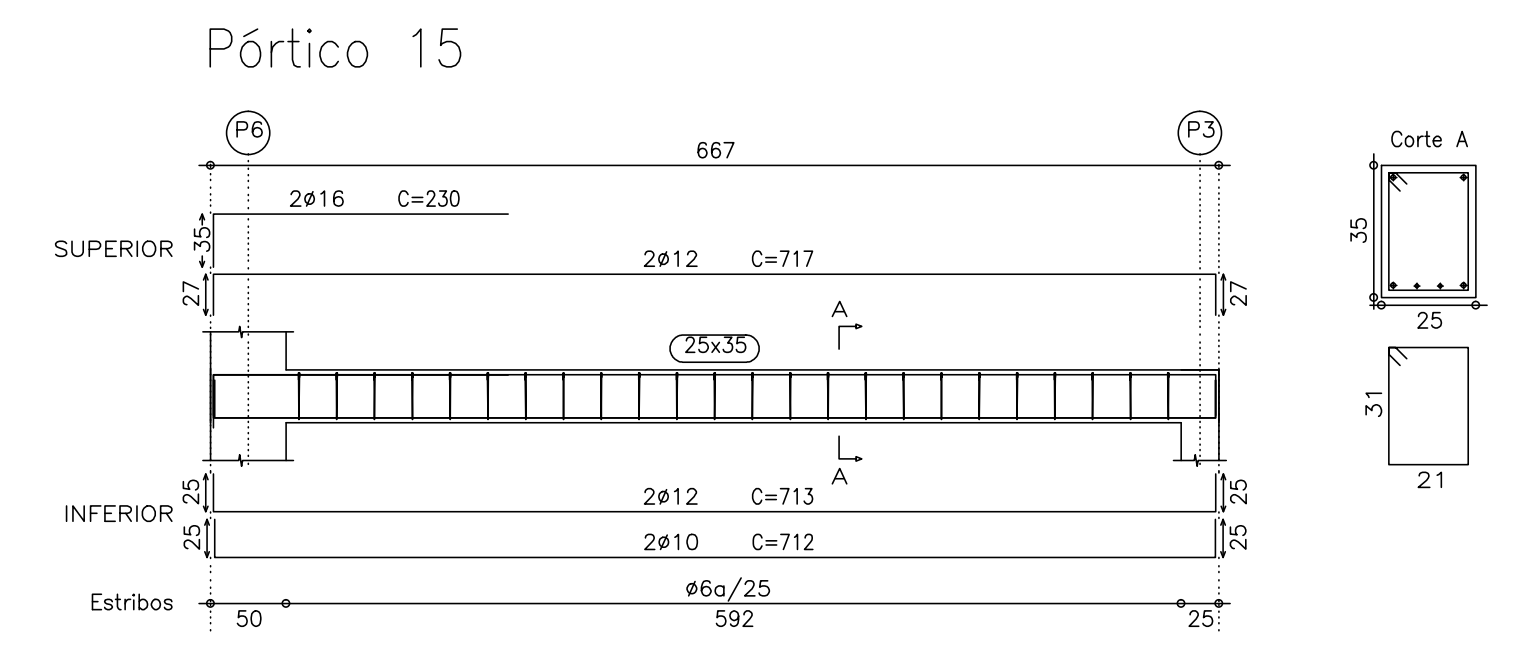
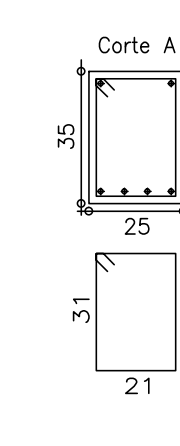
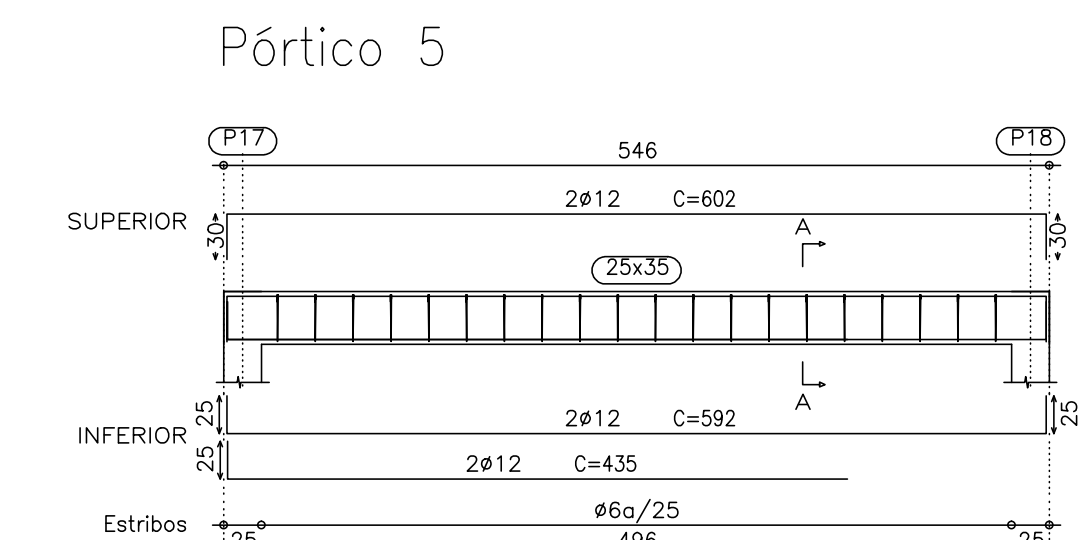
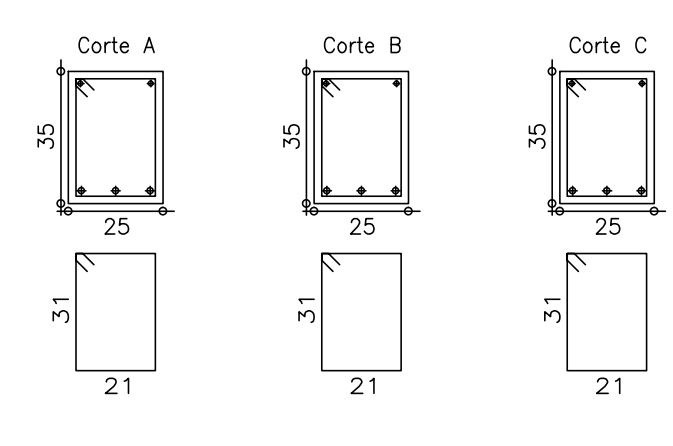
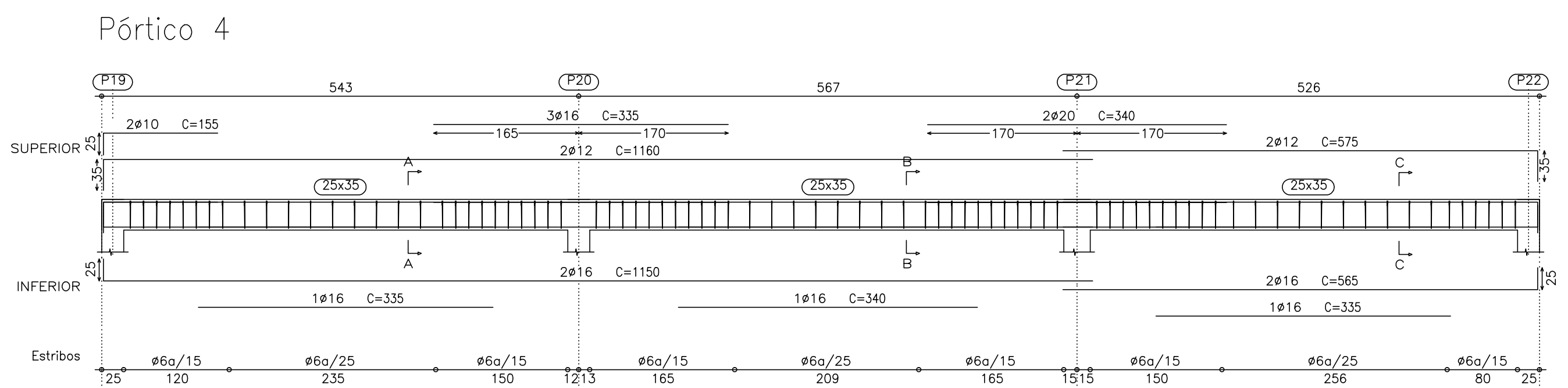
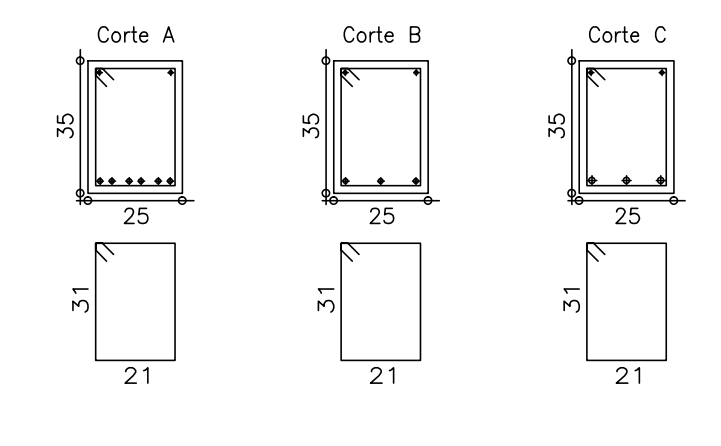
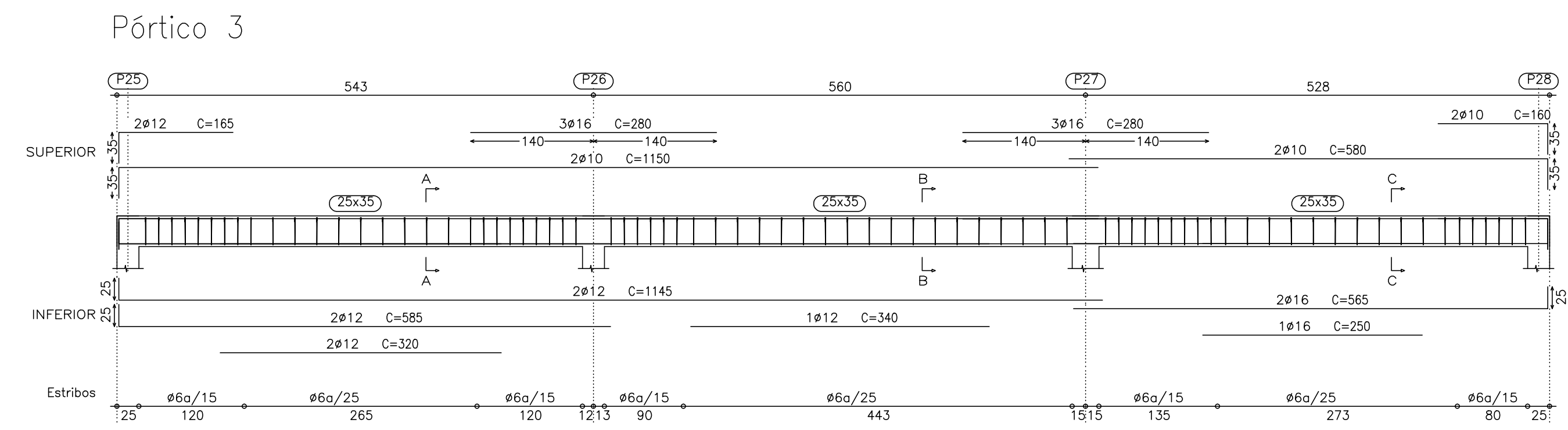
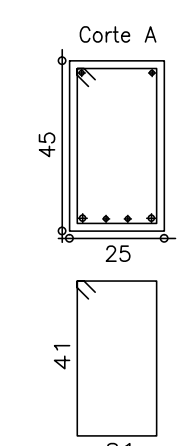
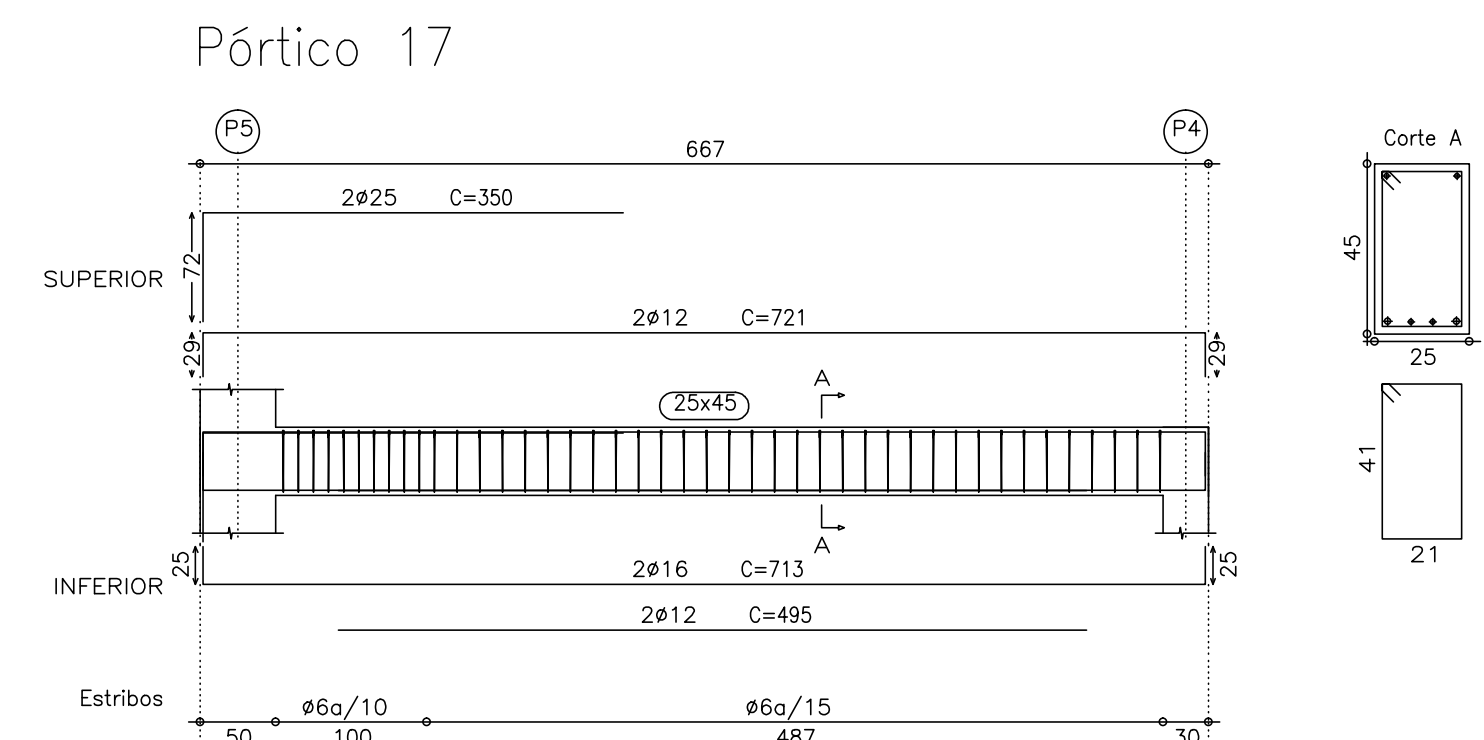
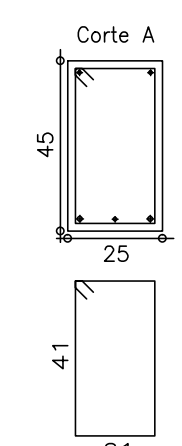
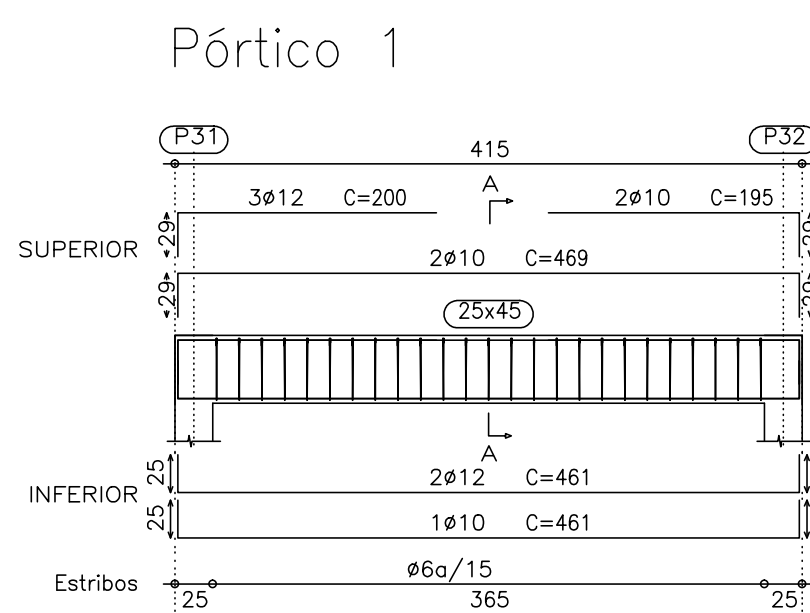


MATERIAIS:		
Beto:	Beto de Limpeza	C12/15
	Fundações	C25/30
	Laje Terra	C16/20
	Restantes Elementos	C25/30
Aço:	Aço em Varões	A500 NR
	Perfis Laminados	S275
	Redes Electrosoldadas	A500 EL

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL		
AUTOR: FÁBIO FILIPE	REV. JMC	PROJECTO DE ESTABILIDADE DE UM EDIFÍCIO DE HABITAÇÃO MULTIFAMILIAR
ESCALAS: 1:20, 1:50		
DATA: 02/11/2011		
DESENHO Nº 12	FOLHA: Nº 2/2	PÓRTICOS DO 8º PISO
VERSÃO: FINAL		



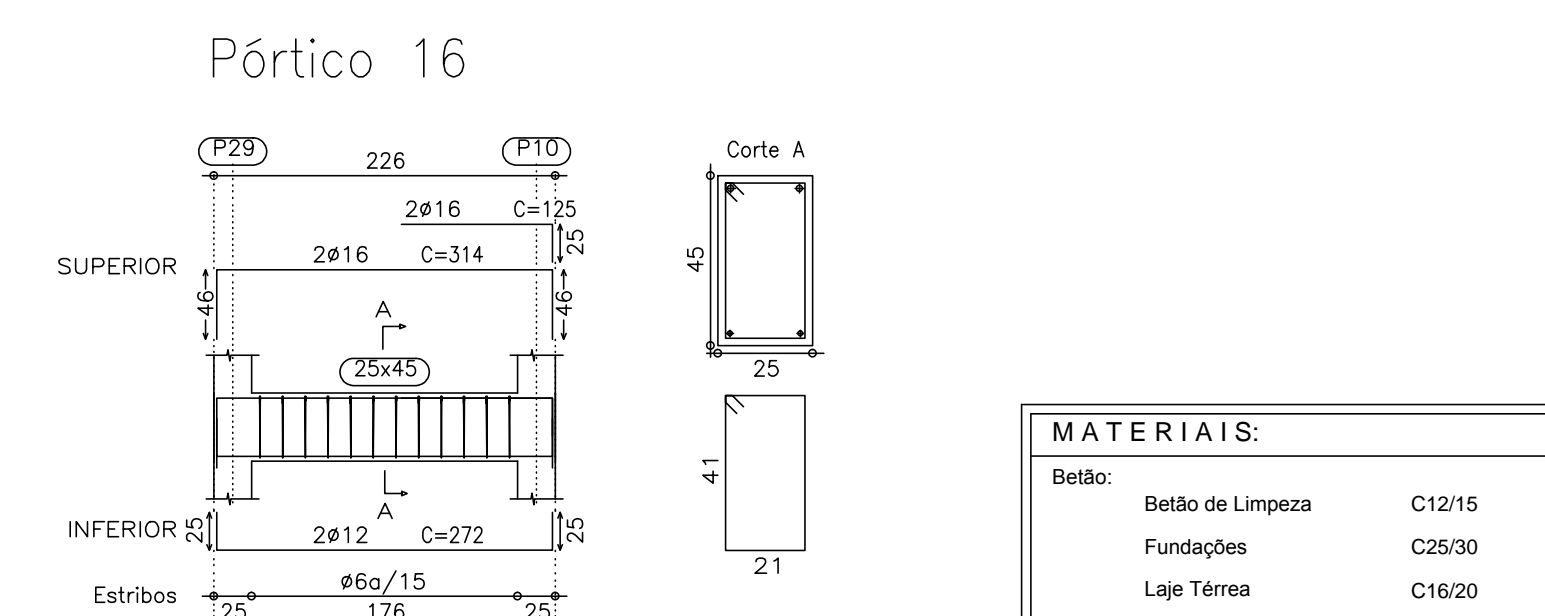
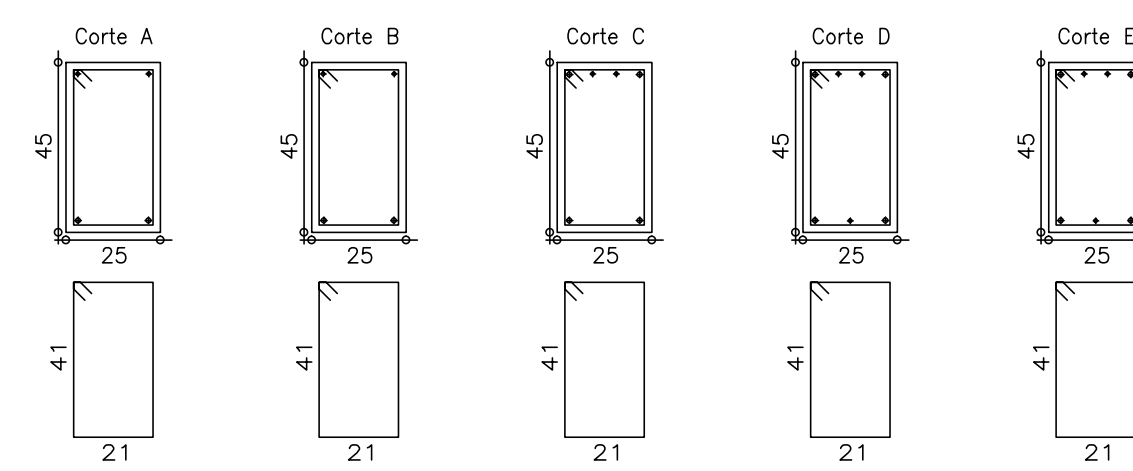
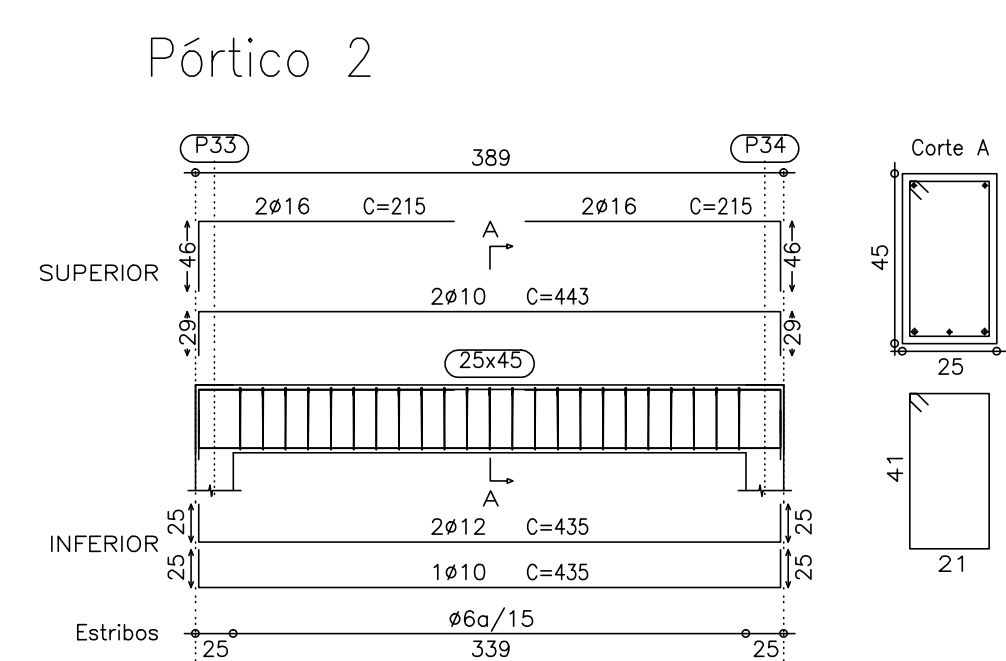
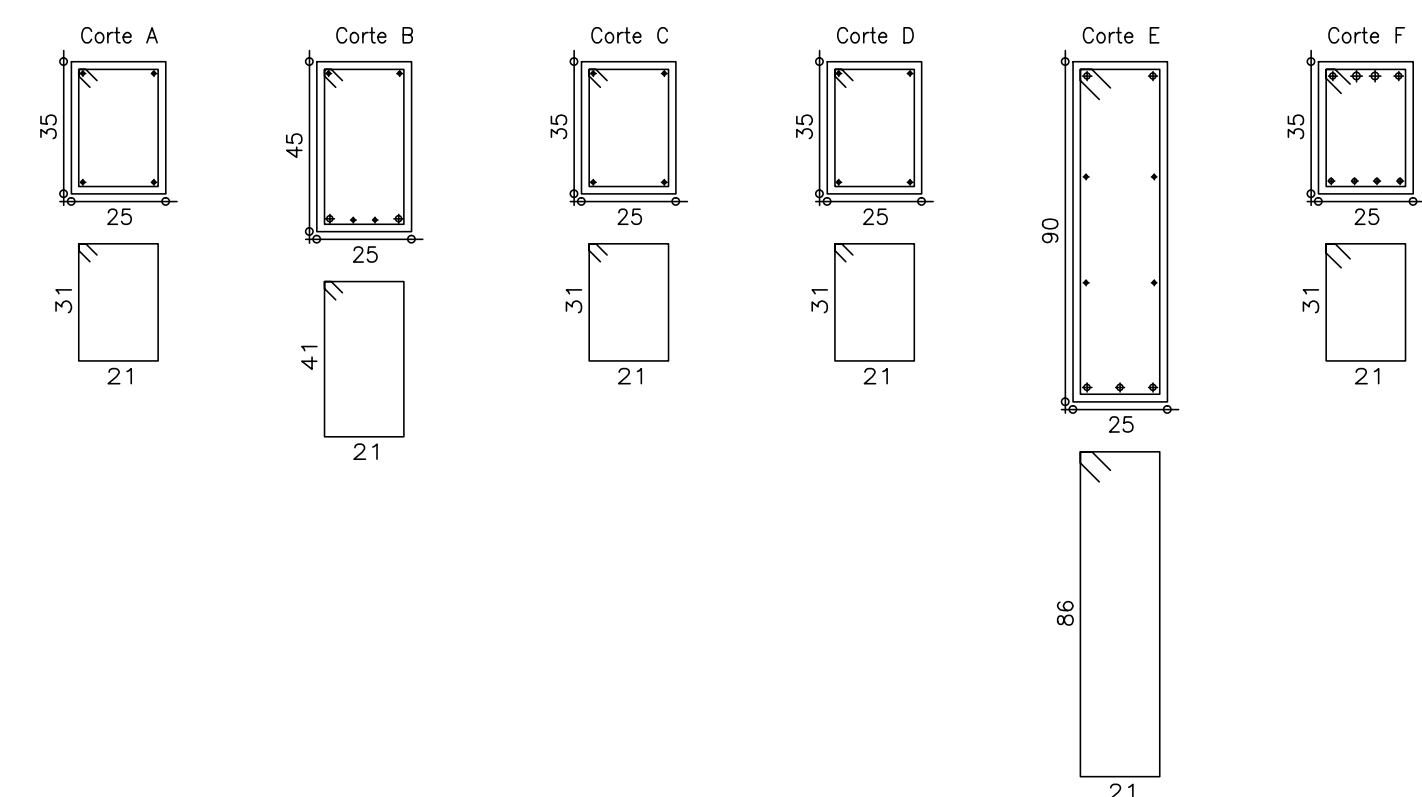
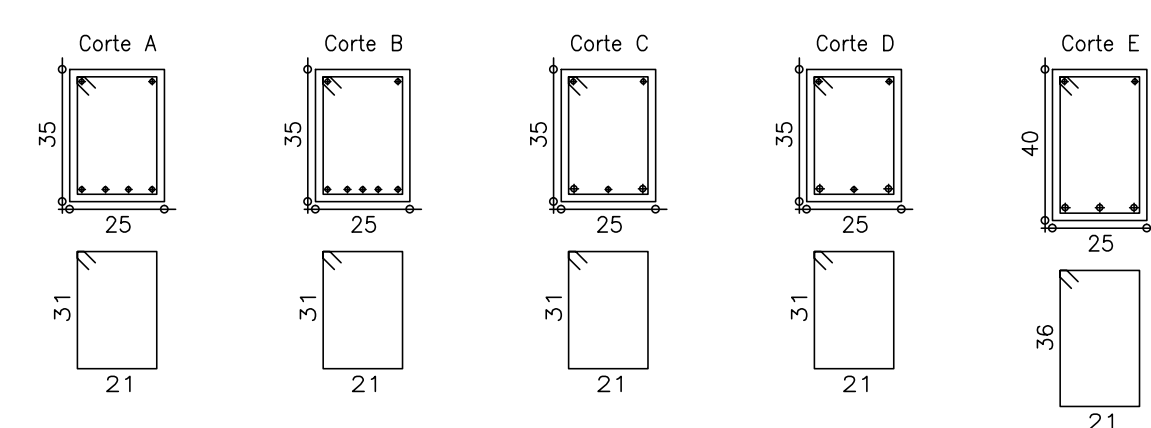
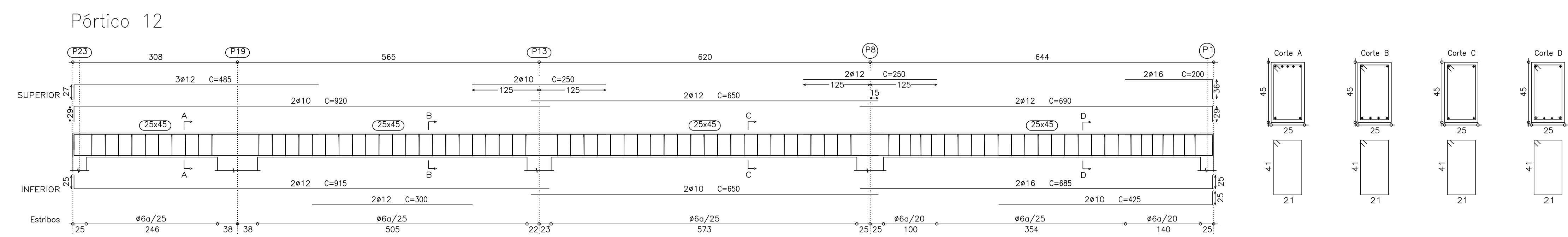




MATERIAIS:		
Beto:	Beto de Limpeza	C12/15
	Fundações	C25/30
	Laje Terra	C16/20
	Restantes Elementos	C25/30
Aço:	Aço em Varões	A500 NR
	Perfis Laminados	S275
	Redes Electrosoldadas	A300 EL

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL		
AUTOR: FÁBIO FILIPE	REV. JMC	PROJECTO DE ESTABILIDADE DE UM EDIFÍCIO DE HABITAÇÃO MULTIFAMILIAR
ESCALAS: 1:20, 1:50		
DATA: 02/11/2011		
DESENHO Nº 13	FOLHA: Nº 1/2	PÓRTICOS DA COBERTURA
VERSÃO: FINAL		

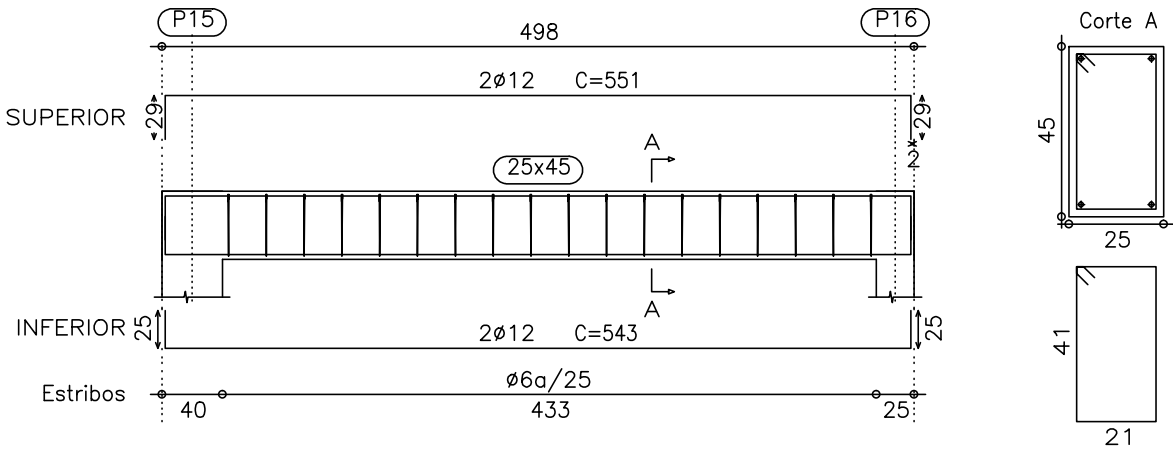




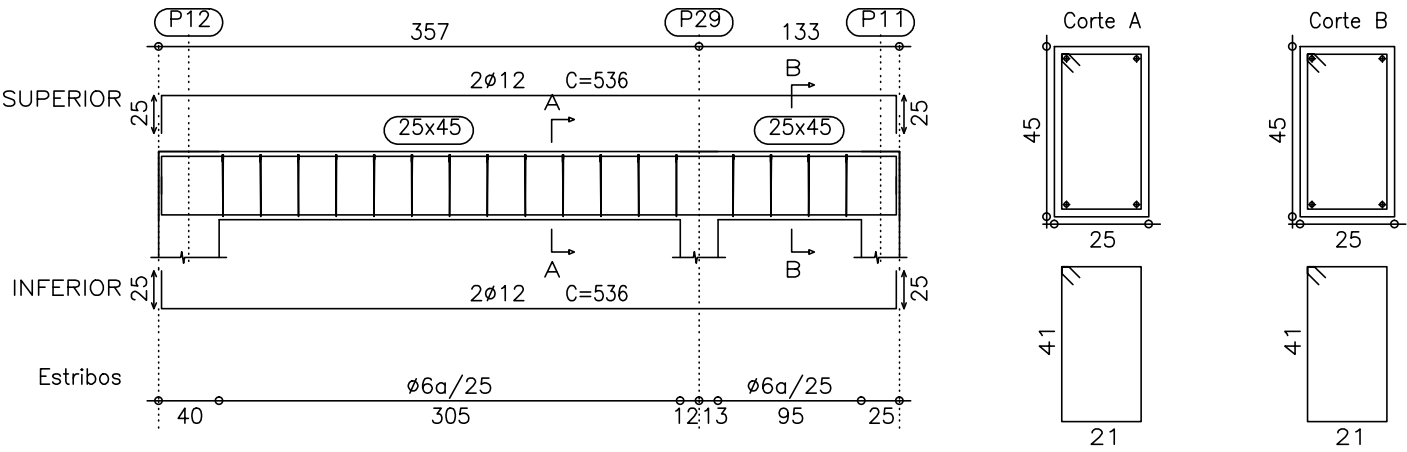
MATERIAIS:		
Beto:	Betão de Limpeza	C12/15
	Fundações	C25/30
	Laje Terra	C18/20
	Restantes Elementos	C25/30
	Aço:	Aço em Varões
Pertis Laminados		S275
Redes Electrosoldadas		A500 EL



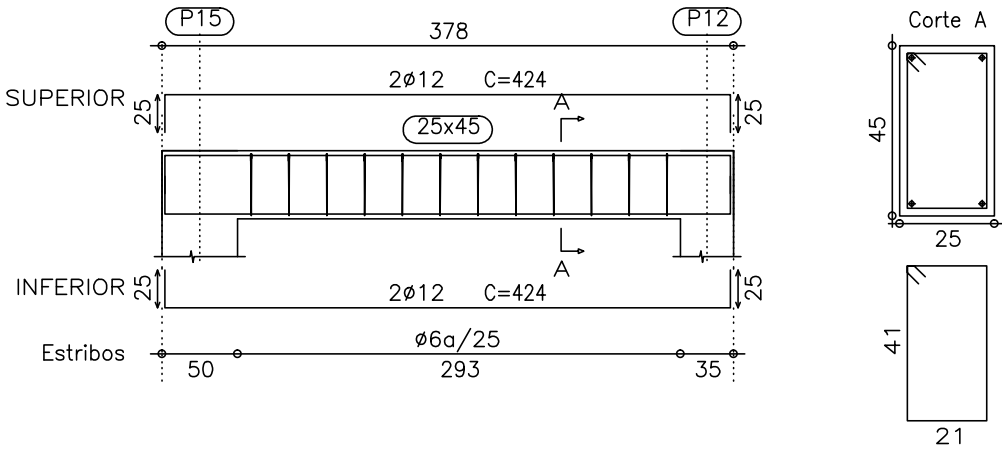
Pórtico 1



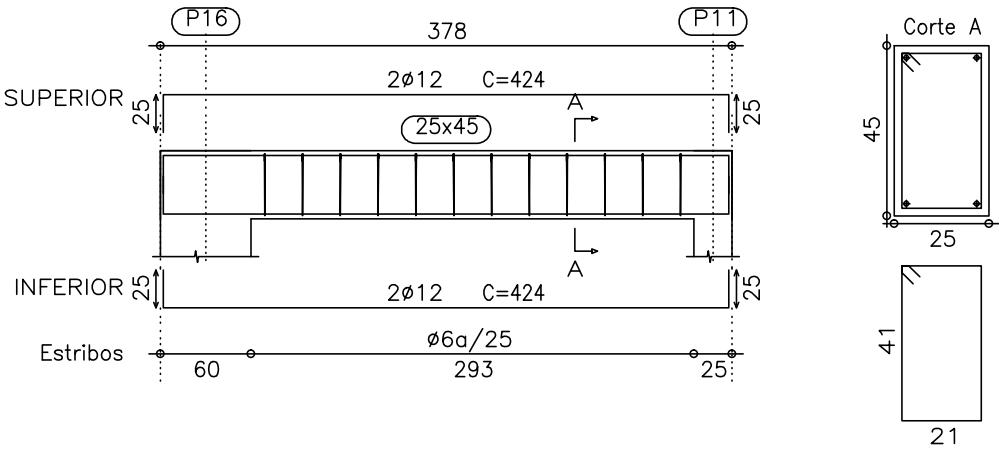
Pórtico 2



Pórtico 3



Pórtico 4

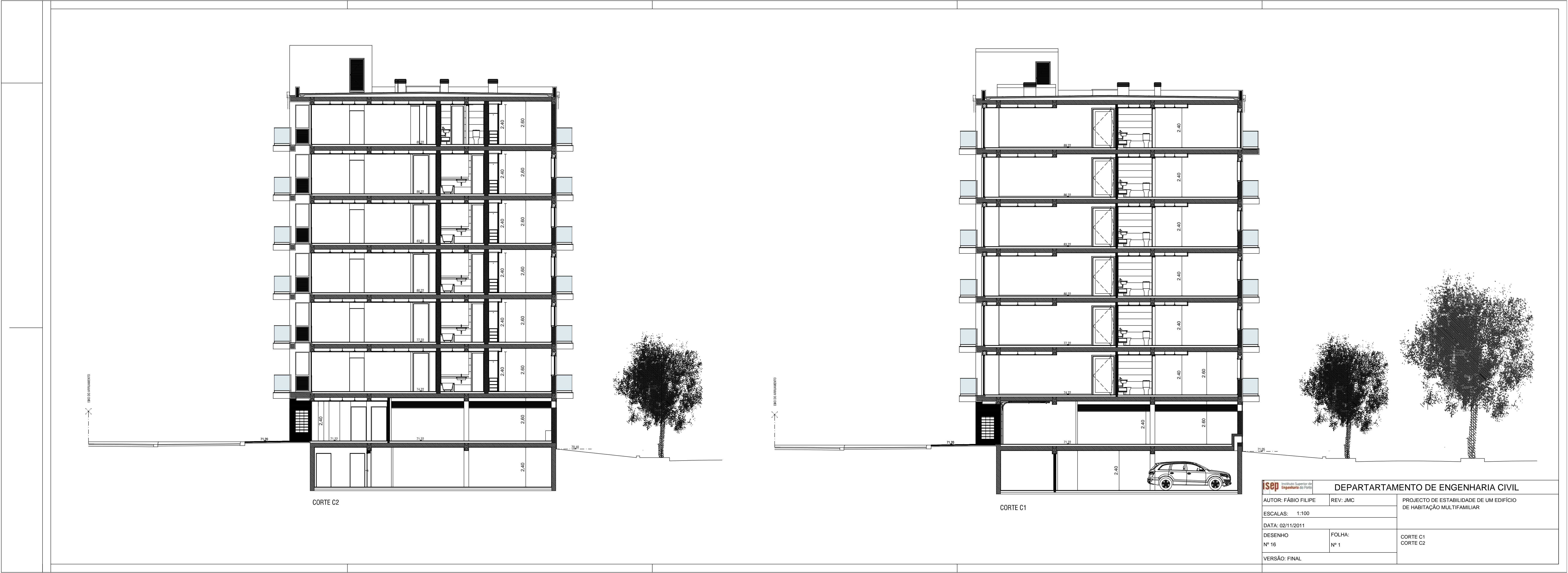



MATERIAIS:		
Betão:	Betão de Limpeza	C12/15
	Fundações	C25/30
	Laje Térrea	C16/20
	Restantes Elementos	C25/30
Aço:	Aço em Varões	A500 NR
	Perfis Laminados	S275
	Redes Electrosoldadas	A500 EL

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL		
AUTOR: FÁBIO FILIPE	REV: JMC	PROJECTO DE ESTABILIDADE DE UM EDIFÍCIO DE HABITAÇÃO MULTIFAMILIAR
ESCALAS: 1:20; 1:50		
DATA: 02/11/2011		PÓRTICOS DA COBERTURA DA CAIXA DE ESCADAS
DESENHO Nº 15	FOLHA: Nº 1	
VERSÃO: FINAL		



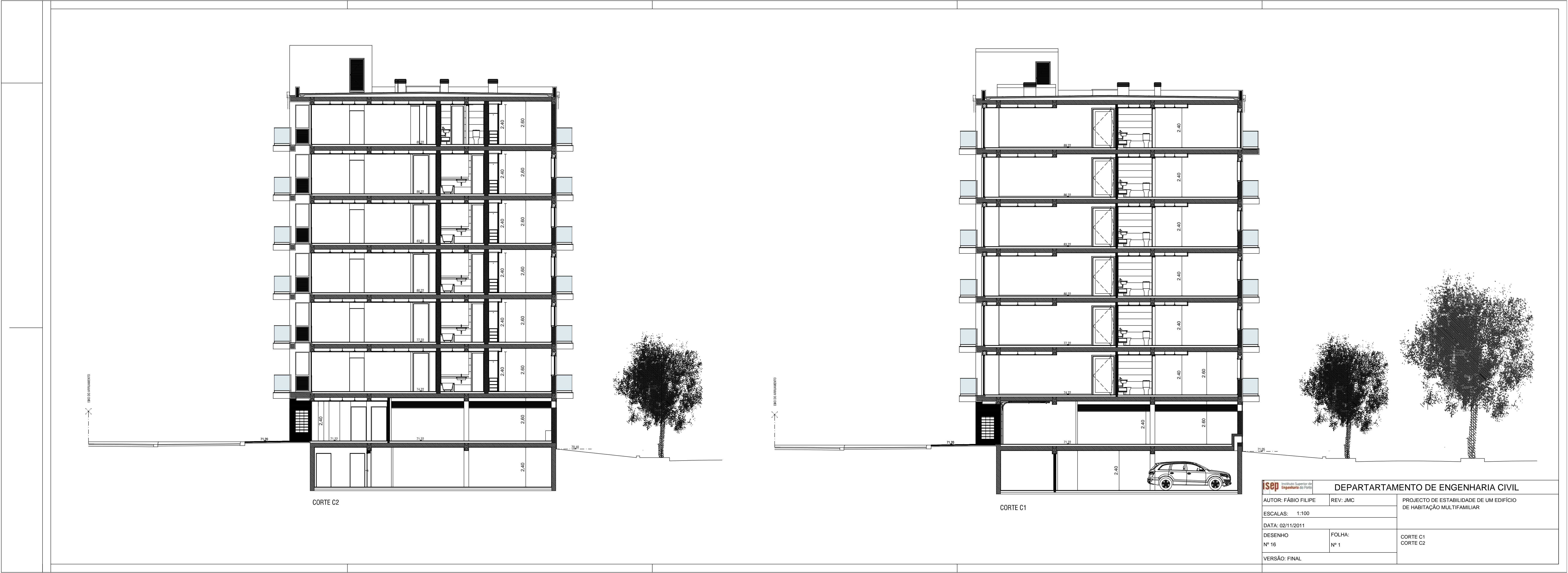





 Instituto Superior de Engenharia do Porto		DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL	
AUTOR: FÁBIO FILIPE		REV: JMC	PROJECTO DE ESTABILIDADE DE UM EDIFÍCIO DE HABITAÇÃO MULTIFAMILIAR
ESCALAS: 1:100			
DATA: 02/11/2011			
DESENHO Nº 16	FOLHA: Nº 1	CORTE C1 CORTE C2	
VERSÃO: FINAL			

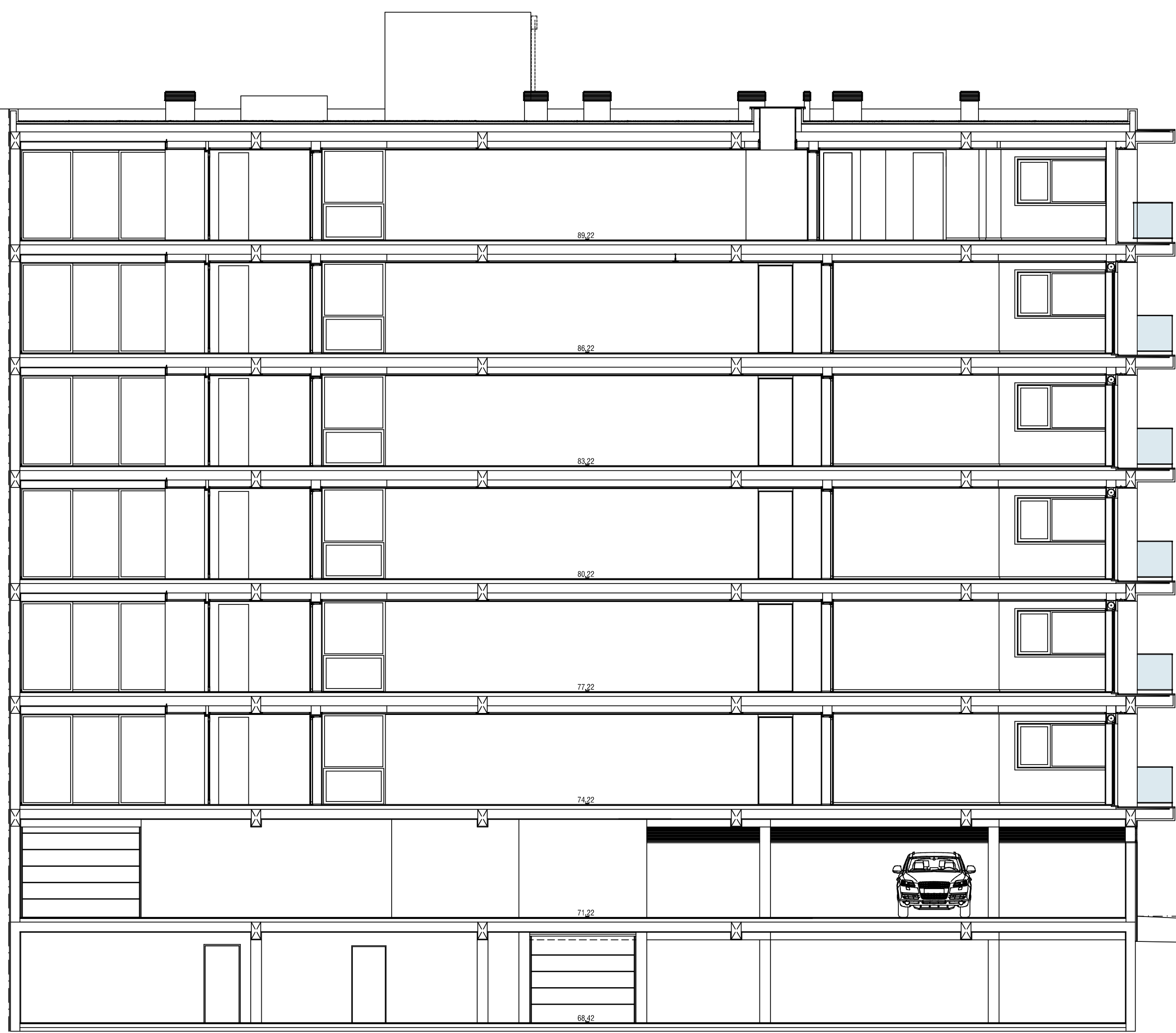




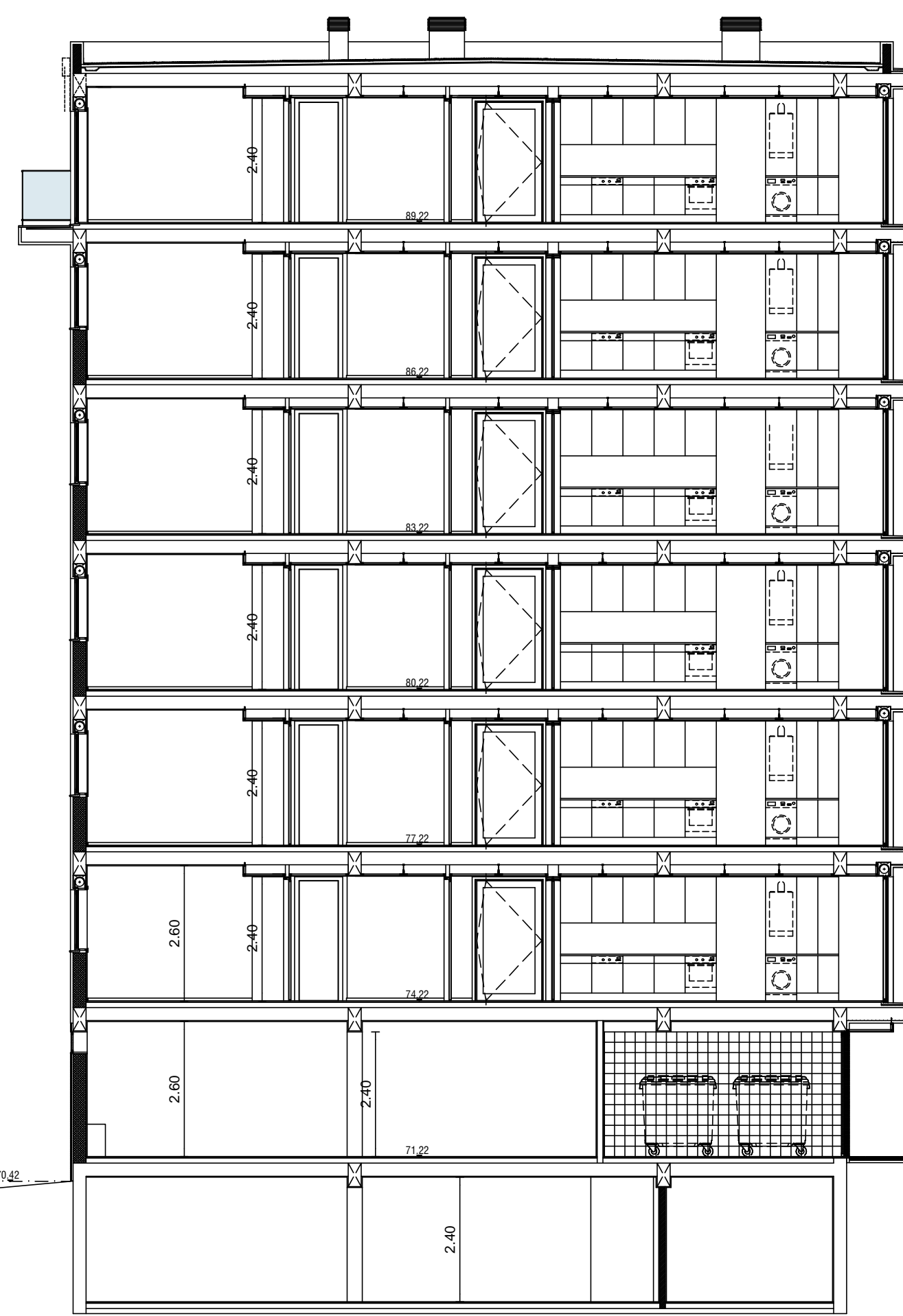


 Instituto Superior de Engenharia do Porto		DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL	
AUTOR: FÁBIO FILIPE		REV: JMC	PROJECTO DE ESTABILIDADE DE UM EDIFÍCIO DE HABITAÇÃO MULTIFAMILIAR
ESCALAS: 1:100			
DATA: 02/11/2011			
DESENHO Nº 16	FOLHA: Nº 1	CORTE C1 CORTE C2	
VERSÃO: FINAL			





CORTE C6

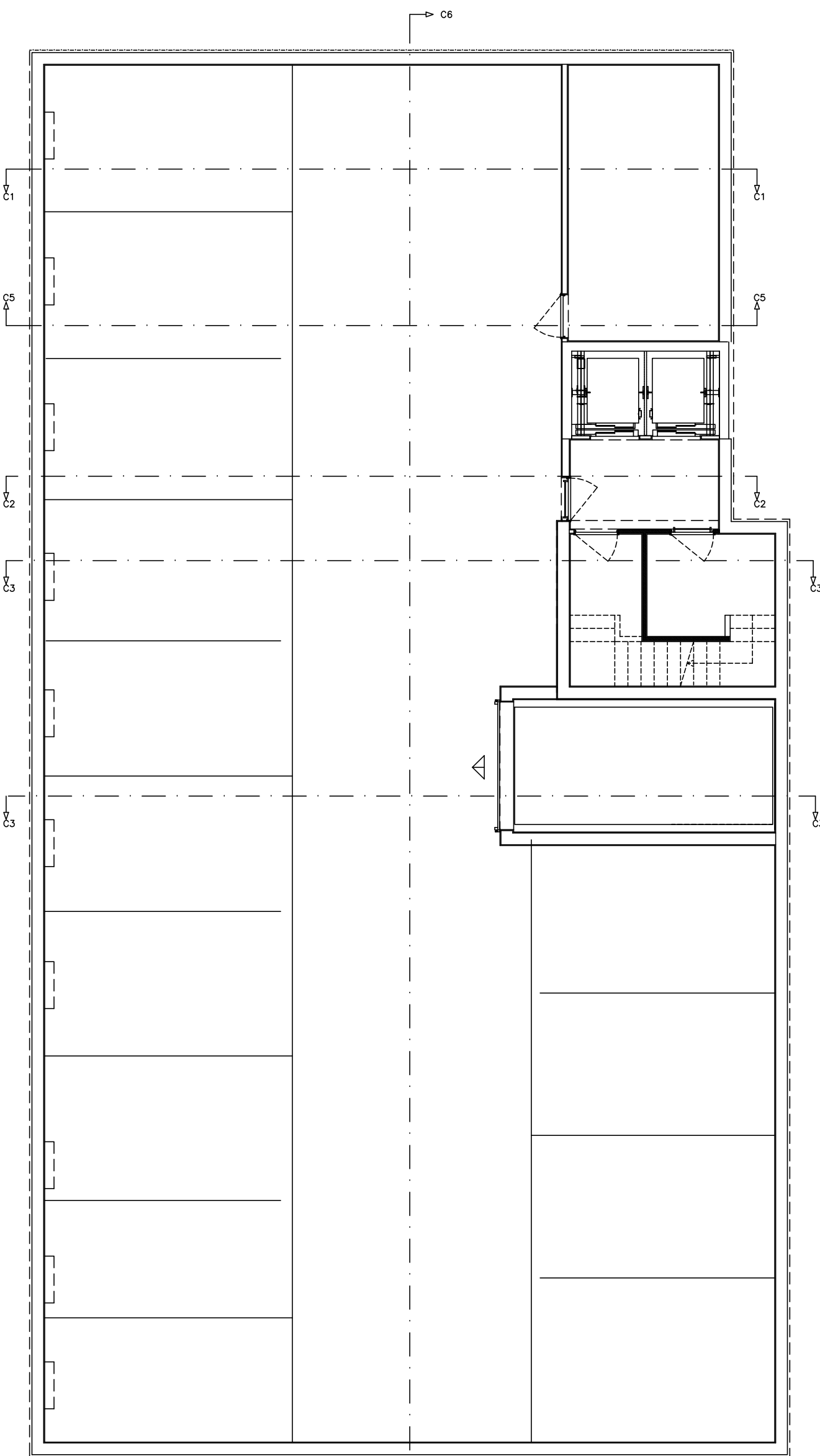


CORTE C5

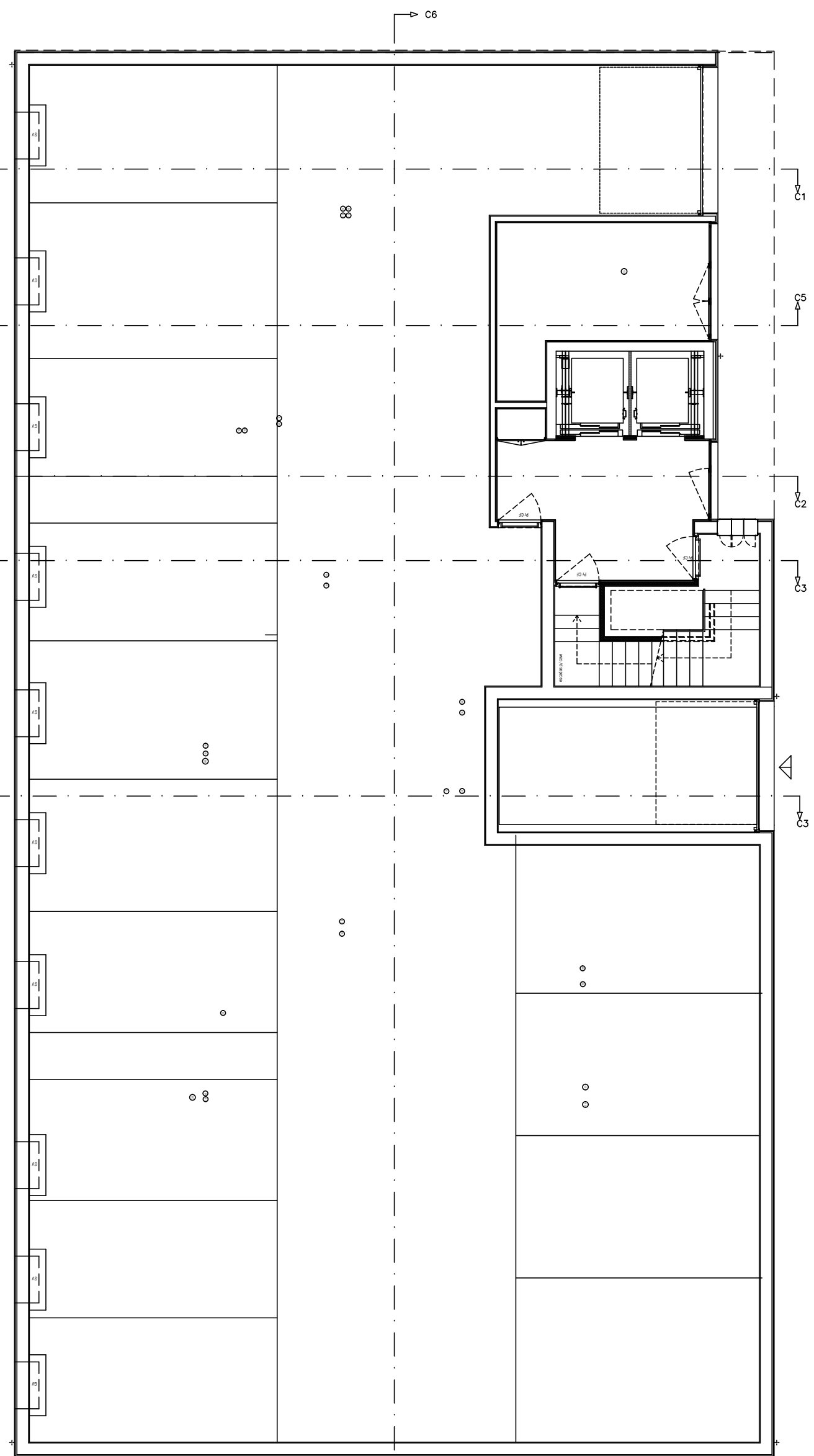
		DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL	
AUTOR: FÁBIO FILIPE	REV.: JMC	PROJECTO DE ESTABILIDADE DE UM EDIFÍCIO DE HABITAÇÃO MULTIFAMILIAR	
ESCALAS: 1:100			
DATA: 02/11/2011			
DESENHO Nº 18	FOLHA: Nº 1	CORTE C5 CORTE C6	
VERSÃO: FINAL			



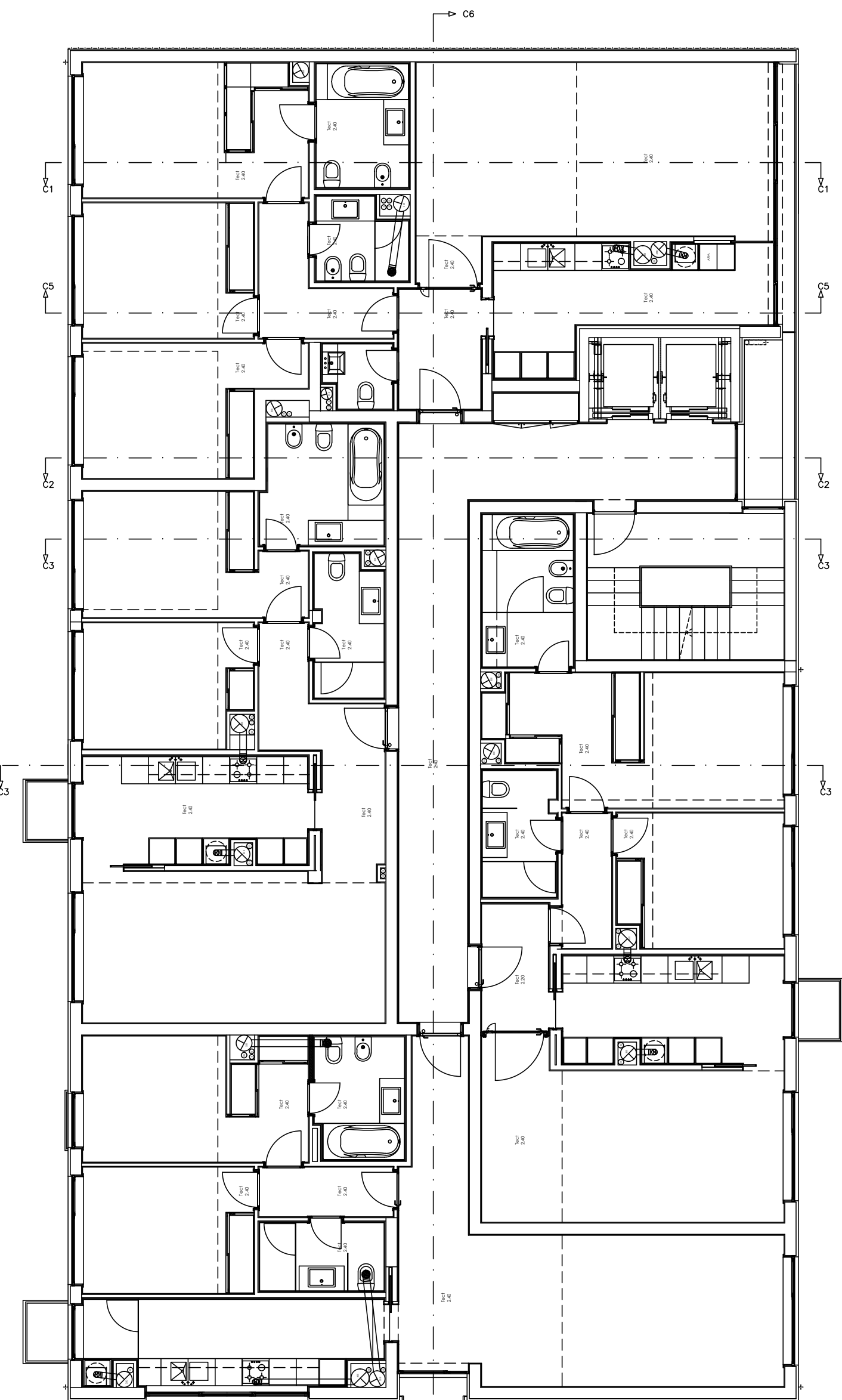




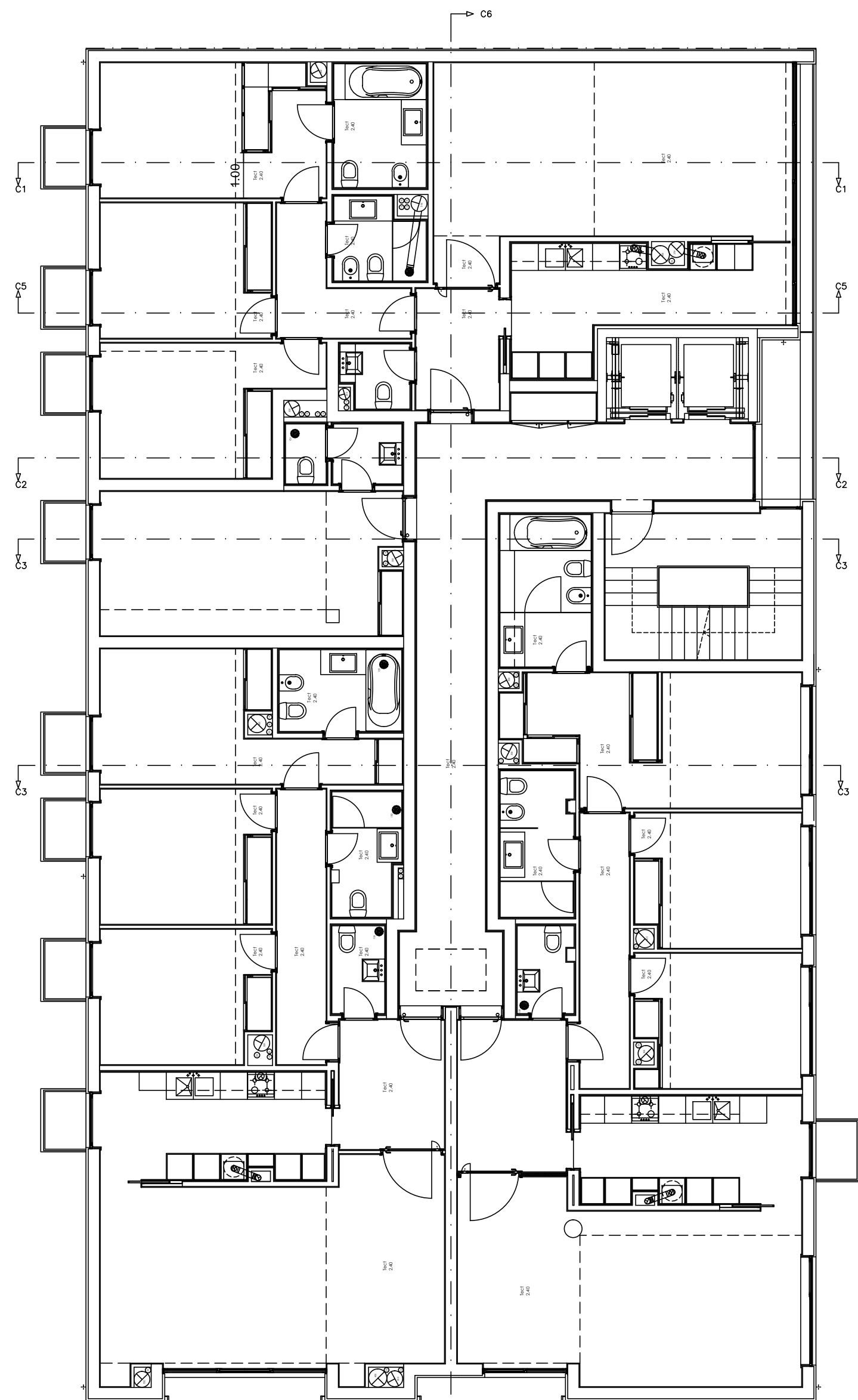
PLANTA DO PISO -1



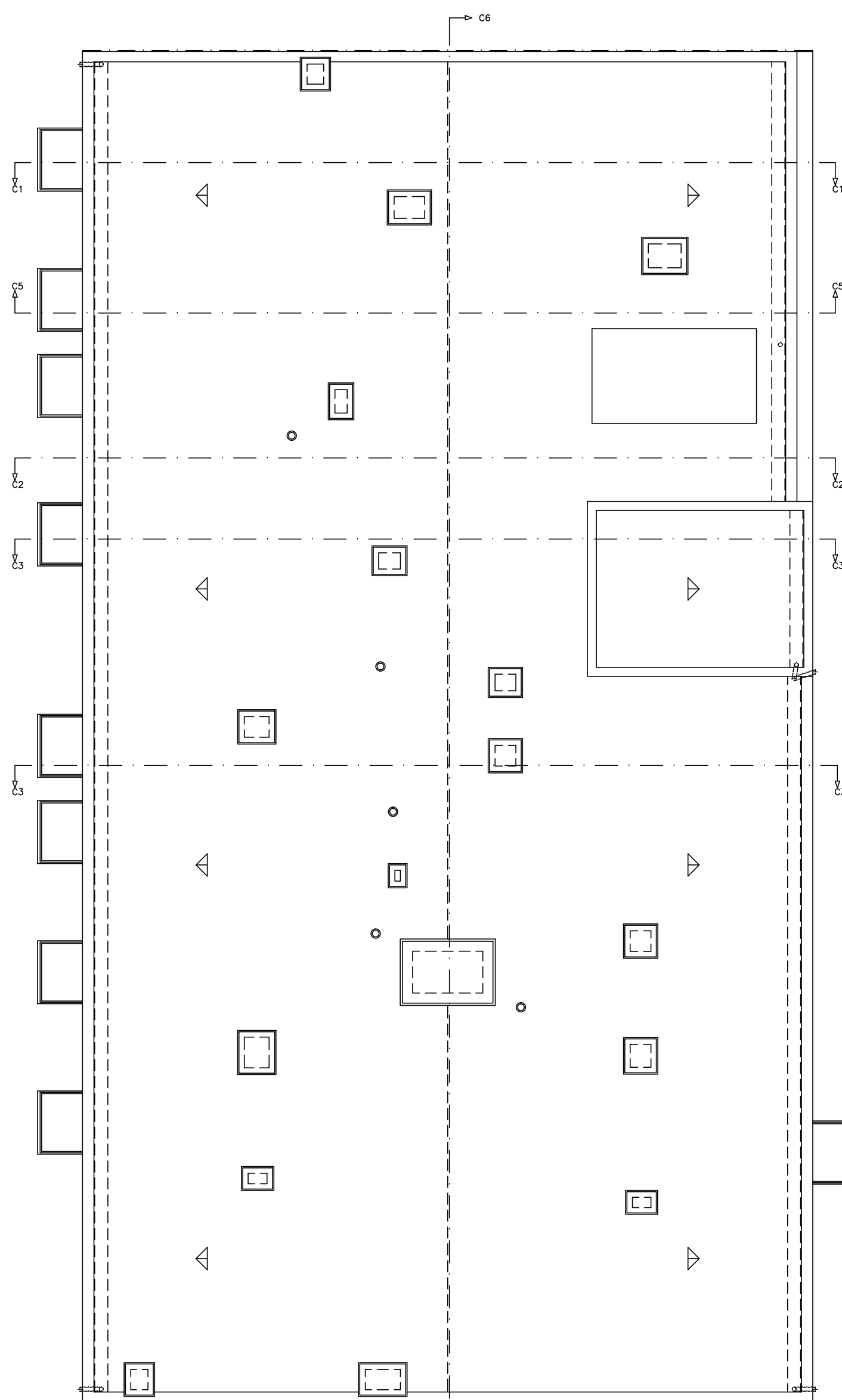
PLANTA DO R/CHÃO



PLANTA DO PISO 1 AO PISO 5



PLANTA DO PISO 6



PLANTA DA COBERTURA

<b>ISOP</b> <small>Instituto Superior de Engenharia do Porto</small>		DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL	
AUTOR: FÁBIO FILIPE	REV: JMC	PROJECTO DE ESTABILIDADE DE UM EDIFÍCIO DE HABITAÇÃO MULTIFAMILIAR	
ESCALAS: 1:100			
DATA: 02/11/2011		PLANTAS ARQUITETONICAS	
DESENHO Nº 19	FOLHA: Nº 1		
VERSÃO: FINAL			

